



Daniel Ferreira Alves

Licenciado em Engenharia Civil

Avaliação da carga última de estacas carregadas horizontalmente

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
em Engenharia Civil – Estruturas e Geotecnia

Orientador: Professora Ana Paula Confraria Varatojo

Júri:

Presidente: Prof. Doutor Armando Manuel Sequeira Nunes Antão
Arguente: Prof. Doutor Nuno Manuel da Costa Guerra
Vogal: Prof. Doutora Ana Paula Confraria Varatojo

“Copyright” **Daniel Ferreira Alves, FCT/UNL e UNL**

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Em primeiro lugar, quero agradecer à pessoa que mais contribuiu para a realização deste trabalho, a Professora Doutora Ana Paula Confraria Varatojo, minha orientadora científica. Pelo constante acompanhamento, amizade demonstrada e acima de tudo pelos conhecimentos partilhados, expresso a minha profunda gratidão.

Ao Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, pelos meios colocados à minha disposição.

Às funcionárias do Departamento de Engenharia Civil, Maria da Luz e Carla Teixeira, pela ajuda nos assuntos administrativos relacionados com o desenvolvimento da dissertação.

A todos os amigos, que de uma forma ou de outra me apoiaram e me incentivaram na realização desta dissertação.

À minha família e namorada Sofia Gil, pelo incentivo que demonstraram ao longo de toda a minha vida.

Esta dissertação é dedicada à minha mãe.

Com amor e eterna saudade!

Resumo

O presente trabalho tem por objectivo a avaliação da carga última de estacas isoladas carregadas horizontalmente e assenta fundamentalmente na utilização de métodos de base experimental de vários autores da especialidade.

Depois de uma revisão bibliográfica sobre o tema a desenvolver, foram realizados estudos paramétricos para solos coerentes e solos incoerentes, onde se pretendeu estudar o efeito teórico da alteração do diâmetro das estacas e da existência ou não de níveis freáticos ao longo do fuste das estaca, nos respectivos valores de carga última horizontal, considerando diferentes características mecânicas para os maciços terrosos.

Posteriormente, efectuou-se um análise dos resultados experimentais obtidos pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil, no caso de três ensaios de carga efectuados nos locais de implementação de pontes no rio Arade e no rio Sado, onde foi possível comparar resultados experimentais com valores teóricos. Este estudo permitiu tirar algumas conclusões sobre os métodos teóricos utilizados.

Palavras-chave: estaca; solos coerentes e incoerentes; carga horizontal última; profundidade de rotura; resistência lateral última do solo.

Abstract

The present research aims to evaluate the ultimate horizontal load of isolated piles and is based on the use of experimental methods of various authors of the specialty.

After a literature review on the subject, parametric studies were carried out for coherent soils and incoherent soils, where it was intended to study the theoretical effect of changing the diameter of the piles and the presence or absence of groundwater levels along the shaft of the pile, on the respective values of ultimate horizontal loads, with different mechanical characteristics of the ground.

Later, the experimental results obtained by the Laboratório Nacional de Engenharia Civil were analyzed, in the case of the three load tests carried out on the banks of the river Arade and the river Sado where the bridges were built, and therefore it was possible to compare experimental results with theoretical values. This study allowed to draw some conclusions about the theoretical methods used.

Key-words: pile; coherent and incoherent soil; ultimate horizontal load; depth of rupture; ultimate soil resistance.

Simbologia

Letras maiúsculas latinas

A	coeficiente empírico utilizado para definição das curvas p - y no método unificado
A_s, A_c	parâmetro empírico para definição das curvas p - y em argilas rijas abaixo do nível freático
A_l, B_l	coeficientes empíricos para definição das curvas p - y de Reese et al. em solos incoerentes
EI	módulo de flexibilidade da estaca
E_a	valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de uma armadura para betão armado
E_{ck}	módulo de elasticidade característico do betão aos 28 dias de idade
F	coeficiente empírico utilizado no método unificado para exprimir a deterioração da resistência do solo para grandes deformações e carregamentos estáticos de curta duração
H	carga horizontal da estaca
H_{Cr}	carga crítica da resistência horizontal da estaca
H_u	carga horizontal última da estaca
H_u^{EXP}	carga última obtida em ensaio de carga
IP	índice de plasticidade
K_0	coeficiente de impulso em repouso do solo
K_a	coeficiente de impulso activo do solo
K_p	coeficiente de impulso passivo do solo
K_q, K_c	parcelas do coeficiente de impulso de terras associadas à profundidade e à coesão

$(K_s)_{max}$	valor máximo limitado do modulo de reacção do solo para carregamentos estáticos
K_s	módulo de reacção secante do solo
K_t	módulo de reacção tangente do solo
K_c	módulo de reacção do solo para carregamentos cíclicos
L	comprimento da estaca abaixo da superfície do terreno
M	momento flector na estaca
M_{cr}	momento de fendilhação na estaca
M_{max}	momento flector máximo da estaca
M_r	momento flector resistente da estaca
N	carga axial de compressão
OCR	grau de sobreconsolidação
S_r	grau de saturação
LL	limite de liquidez

Letras minúsculas latinas

b	base da secção rectangular da estaca
c	coesão do solo
c_u	resistência não drenada do solo
$\overline{c_u}$	resistência média não drenada do solo
e	excentricidade da carga horizontal
d	diâmetro da estaca
f	profundidade onde ocorre o momento flector máximo na estaca
f_{ck}	valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade
f_{cm}	valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples
i	profundidade de rotura da estaca
k_h	coeficiente de reacção horizontal do solo
$k_k ; m_m ; u_u$	pontos da curva p - y obtida através do método de Reese et al. para solos incoerentes

n	número de parcelas consideradas no cálculo
n_h	taxa de variação do coeficiente de reacção do solo em profundidade
p	reacção do solo
p_c	valor teórico da resistência lateral última
p_{ct}	resistência lateral última do solo junto à superfície do terreno
p_{cd}	resistência lateral última do solo a grandes profundidades
p_m	resistência lateral média do solo
p_R	resistência lateral do solo
p_u	resistência lateral última do solo
y	deslocamento horizontal da cabeça da estaca
y_m	deslocamento horizontal médio da cabeça da estaca
y_u	deslocamento horizontal última da cabeça da estaca
y_{50}	deslocamento horizontal correspondendo a metade do valor da reacção última
z	profundidade em relação à superfície do terreno
z_r	profundidade crítica
z_0	profundidade do centro de rotação da estaca em relação à superfície do terreno

Letras gregas

α, β	valores de ângulos obtidos do respectivo ângulo de resistência ao corte do solo
ε_{50}	deformação que corresponde a metade da diferença entre as tensões máximas na rotura
σ'_v	tensão vertical efectiva
γ	peso volúmico do solo
γ'	peso volúmico submerso do solo
$\overline{\gamma'}$	peso volúmico médio submerso do solo à profundidade da curva p - y
ϕ	ângulo de atrito interno do solo
ϕ'	ângulo de resistência ao corte do solo

Índice de texto

Capítulo 1

Introdução	1
1.1 – Aspectos gerais	1
1.2 – Objectivos	3
1.3 – Organização da dissertação	3

Capítulo 2

Métodos clássicos para avaliação da carga horizontal última de estacas isoladas	5
2.1 – Introdução	5
2.2 – Método de Hansen	6
2.3 – Método de Broms	10
2.3.1 – Solos coerentes	11
2.3.1.1 – Estaca rígida (curta)	12
2.3.1.2 – Estaca intermédia	14
2.3.1.3 – Estaca flexível (longa)	15
2.3.1.4 – Ábacos de Broms para solos coerentes	17
2.3.2 – Solos incoerentes	18
2.3.2.1 – Estaca rígida (curta)	19
2.3.2.2 – Estaca intermédia	21
2.3.2.3 – Estaca flexível (longa)	22
2.3.2.4 – Ábacos de Broms para solos incoerentes	24
2.4 – Considerações finais	25

Capítulo 3

Reacções últimas no solo tendo por base propostas de implementação de curvas p-y	27
3.1 – Introdução	27
3.2 – Métodos para definição de curvas p - y	30
3.2.1 – Definição de curvas p - y para solos coerentes	31
3.2.1.1 – Método de Matlock para argilas moles	31
3.2.1.1.1 – Carregamento estático de curta duração	32
3.2.1.1.2 – Carregamento estático cíclico	33

3.2.1.2 – Método de Reese et al. para argilas rijas.....	34
3.2.1.2.1 – Carregamento estático de curta duração.....	35
3.2.1.2.2 – Carregamento estático cíclico.....	38
3.2.1.3 – Método de Sullivan et al. para solos coerentes.....	41
3.2.2 – Método de Reese et al. para solos incoerentes.....	46
3.3 – Considerações finais.....	51
Capítulo 4	
Estudo paramétrico sobre a variação da carga última horizontal	53
4.1 – Introdução.....	53
4.2 – Momento de fendilhação	54
4.3 – Estudo para o caso dos solos coerentes	56
4.3.1 – Casos de estudo	56
4.3.2 – Análise dos resultados relativos aos casos de estudo	58
4.3.3 – Avaliação da influência das variáveis d e γ em cada caso de estudo.....	66
4.3.4 – Conclusões	68
4.4 – Estudo para o caso dos solos incoerentes	71
4.4.1 – Casos de estudo	71
4.4.2 – Análise dos resultados relativos aos casos de estudo	71
4.4.2 – Avaliação da influência das variáveis d e γ em cada caso de estudo.....	80
4.4.3 – Conclusões	82
Capítulo 5	
Casos de obra	85
5.1 – Introdução.....	85
5.2 – Ponte sobre o rio Arade.....	87
5.2.1 – Generalidades.....	87
5.2.2 – Características mecânicas das estacas ensaiadas.....	89
5.2.3 – Características geológicas e geotécnicas do terreno.....	89
5.2.4 – Resultados obtidos experimentalmente e pelos métodos estudados.....	90
5.2.4.1 – Resultados obtidos experimentalmente.....	90
5.2.4.2 – Análise dos resultados obtidos pelos métodos estudados.....	91
5.2.5 – Conclusões	93
5.3 – Ponte sobre o rio Sado.....	94
5.3.1 – Generalidades.....	94
5.3.2 – Características mecânicas das estacas ensaiadas.....	96
5.3.3 – Características geológicas e geotécnicas do terreno.....	96
5.3.4 – Resultados obtidos experimentalmente e pelos métodos estudados.....	97
5.3.4.1 – Resultados obtidos experimentalmente.....	97
5.3.4.2 – Análise dos resultados obtidos pelos métodos estudados.....	98
5.3.5 – Conclusões	101

Capítulo 6

Conclusões finais e futuros desenvolvimentos.....	103
6.1 – Conclusões finais	103
6.2 – Futuros desenvolvimentos	105
Referências bibliográficas	107
Anexos.....	111
Anexo 1 – Momentos flectores de fendilhação usados nos capítulos 4 e 5	113
Anexo 2 – Resultados relativos ao CASO 1.1 apresentado no parágrafo 4.3.1 para diferentes relações c_u/σ'_v em solos coerentes	117
Anexo 3 – Resultados relativos aos quatro casos estudados no parágrafo 4.3.1 para $c_u/\sigma'_v = 0,22$ em solos coerentes.....	127
Anexo 4 – Resultados relativos aos quatro casos estudados no parágrafo 4.4.1 para solos incoerentes com $\phi' = 30^\circ$	137
Anexo 5 – Resultados relativos aos quatro casos estudados no parágrafo 4.4.1 para solos incoerentes com $\phi' = 20^\circ$ e 40°	147
Anexo 6 – Ponte sobre o rio Arade – Folhas de cálculo.....	169
Anexo 7 – Ponte sobre o rio Sado – Folhas de cálculo.....	173
Anexo 8 – Explicação acerca da implementação das folhas de cálculo para a obtenção de i, f e H_u	179

Índice de figuras

Figura 2.1 – Esquema de estaca isolada de cabeça livre (adaptado de Hansen, 1961).....	7
Figura 2.2 – Coeficientes de impulso, K_q e K_c (adaptado de Hansen, 1961)	8
Figura 2.3 – Deformada tipo	9
Figura 2.4 – Método de Brinch Hansen (adaptado de Hansen, 1961).....	9
Figura 2.5 – Modos de rotura para estacas de cabeça livre (Broms, 1964a)	10
Figura 2.6 – Modos de rotura para estacas de cabeça fixa (Broms, 1964a).....	10
Figura 2.7 – Solos coerentes: (a) deformada; (b) distribuição provável das reacções últimas do solo; (c) distribuição adoptada (adaptado de Broms, 1964a)	11
Figura 2.8 – Estaca rígida de cabeça livre em solo coerente: (a) deformada; (b) reacção do solo; (c) momentos flectores (adaptado de Broms, 1964a)	12
Figura 2.9 – Estaca rígida de cabeça fixa em solo coerente: (a) deformada; (b) reacção do solo; (c) momentos flectores (adaptado de Broms, 1964a)	13
Figura 2.10 – Estaca intermédia de cabeça fixa em solo coerente: (a) deformada; (b) reacção do solo; (c) momentos flectores (adaptado de Broms, 1964a).....	14
Figura 2.11 – Estaca flexível de cabeça livre em solo coerente: (a) deformada; (b) reacção do solo; (c) momentos flectores (adaptado de Broms, 1964a)	15
Figura 2.12 – Estaca flexível de cabeça fixa em solo coerente: (a) deformada; (b) reacção do solo; (c) momentos flectores (adaptado de Broms, 1964a)	16
Figura 2.13 – Ábaco para estimativa da carga última para estacas rígidas em solos coerentes (adaptado de Broms, 1964a).....	17
Figura 2.14 – Ábaco para estimativa da carga última para estacas flexíveis em solos coerentes (adaptado de Broms, 1964a).....	17
Figura 2.15 – Solos incoerentes: (a) deformada; (b) distribuição das reacções últimas do solo (adaptado de Broms, 1964b).....	18
Figura 2.16 – Estaca rígida de cabeça livre em solo incoerente: (a) deformada; (b) reacção do solo; (c) momentos flectores (adaptado de Broms, 1964b)	19
Figura 2.17 – Estaca rígida de cabeça fixa em solo incoerente: (a) deformada; (b) reacção do solo; (c) momentos flectores (adaptado de Broms, 1964b)	20
Figura 2.18 – Estaca intermédia de cabeça fixa em solo incoerente: (a) deformada; (b) reacção do solo; (c) momentos flectores (adaptado de Broms, 1964a).....	21

Figura 2.19 – Estaca flexível de cabeça livre em solo incoerente: (a) deformada; (b) reacção do solo; (c) momentos flectores (adaptado de Broms, 1964b)	22
Figura 2.20 – Estaca flexível de cabeça fixa em solo incoerente: (a) deformada; (b) reacção do solo; (c) momentos flectores (adaptado de Broms, 1964b)	23
Figura 2.21 – Ábaco para estimativa da carga última para estacas rígidas em solos incoerentes (adaptado de Broms, 1964b)	24
Figura 2.22 – Ábaco para estimativa da carga última para estacas flexíveis em solos incoerentes (adaptado de Broms, 1964b)	24
Figura 3.1 – Curva p - y típica (adaptado Reese et al., 1974)	28
Figura 3.2 – Curvas de reacção tipo (adaptado de Reese et al., 1974).....	29
Figura 3.3 – Curva p - y proposta para argilas moles (Matlock, 1970).....	33
Figura 3.4– Curva p - y proposta para argilas moles (Matlock, 1970).....	34
Figura 3.5 – Valor do parâmetro A_s (adaptado de Reese et al., 1975)	36
Figura 3.6 – Curva p - y característica para carregamentos estáticos de curta duração (adaptado de Reese et al., 1975)	38
Figura 3.7– Valor do parâmetro A_c (adaptado de Reese et al., 1975).....	39
Figura 3.8 – Curva p - y característica para carregamentos estáticos cíclicos (adaptado de Reese et al., 1975)	41
Figura 3.9 – Curva p - y característica para o método unificado para carregamentos estáticos de curta duração (adaptado de Sullivan et al., 1980)	45
Figura 3.10 – Curva p - y característica para o método unificado para carregamentos estáticos cíclicos (adaptado de Sullivan et al., 1980).....	45
Figura 3.11 – Coeficiente empírico A_l (adaptado de Reese et al., 1974).....	48
Figura 3.12 – Coeficiente empírico B_l (adaptado de Reese et al., 1974).....	48
Figura 3.13 – Curva p - y característica para o método de Reese et al. para solos incoerentes (adaptado de Portugal, 1992).....	50
Figura 4.1 – Acréscimo da resistência não drenada do solo com a profundidade de acordo com Mesri (1975) ...	57
Figura 4.2 – Variação de p_u ao longo do fuste da estaca do CASO 1.1	58
Figura 4.3 – Variação de p_u nos primeiros 6 metros do fuste da estaca do CASO 1.1.....	58
Figura 4.4 – Variação de p_u ao longo do fuste da estaca do CASO 1.2	60
Figura 4.5 – Variação de p_u nos primeiros 6 metros do fuste da estaca do CASO 1.2	60
Figura 4.6 – Variação de p_u ao longo do fuste da estaca do CASO 1.3	62
Figura 4.7 – Variação de p_u nos primeiros 6 metros do fuste da estaca do CASO 1.3	62
Figura 4.8 –Variação de p_u ao longo do fuste da estaca do CASO 1.4	64
Figura 4.9 – Variação de p_u nos primeiros 6 metros do fuste da estaca do CASO 1.4	64
Figura 4.10 – Variação de p_u resultante do método de Broms (1964a) para os quatro casos estudados	66
Figura 4.11 – Variação de p_u resultante do método de Matlock (1970), para os quatro casos estudados	66
Figura 4.12 – Variação de p_u resultante do método de Reese et al., (1975), para os quatro casos estudados.....	67
Figura 4.13 – Variação de p_u resultante do método de Sullivan (1980), para os quatro casos estudados	67
Figura 4.14 – Variação de f para os casos de $c_u/\sigma'_v = 0,15, 0,22$ e $0,40$	69
Figura 4.15 – Variação de H_u para os casos de $c_u/\sigma'_v = 0,15, 0,22$ e $0,40$	70

Figura 4.16 – Variação de p_u ao longo do fuste da estaca do CASO 2.1	72
Figura 4.17 – Variação de p_u dos primeiros 6 metros do fuste da estaca do CASO 2.1	72
Figura 4.18 – Variação de p_u ao longo do fuste da estaca do CASO 2.2	74
Figura 4.19 – Variação de p_u dos primeiros 6 metros do fuste da estaca do CASO 2.2	74
Figura 4.20 – Variação de p_u ao longo do fuste da estaca do CASO 2.3	76
Figura 4.21 – Variação de p_u dos primeiros 6 metros do fuste da estaca do CASO 2.3	76
Figura 4.22 – Variação de p_u ao longo do fuste da estaca do CASO 2.4	78
Figura 4.23 – Variação de p_u dos primeiros 6 metros do fuste da estaca do CASO 2.4	78
Figura 4.24 – Variação de p_u resultante do método de Broms (1964b), para os quatro casos estudados	80
Figura 4.25 – Variação de p_u resultante do método de Reese et al. (1974), para os quatro casos estudados	80
Figura 4.26 – Variação de H_u no caso do método de Broms (1964b) para $\theta' = 20^\circ, 30^\circ$ e 40°	84
Figura 4.27 – Variação de H_u no caso do método de Reese et al. (1974) para $\theta' = 20^\circ, 30^\circ$ e 40°	84
Figura 5.1 – Ponte sobre o rio Arade	87
Figura 5.2 – Representação esquemática das estacas ensaiadas na ponte sobre o rio Arade (adoptado de LNEC, 1990b)	88
Figura 5.3 – Perfil geológico-geotécnico relativo aos ensaios de carga na ponte sobre o rio Arade (in Varatojo, 1995)	90
Figura 5.4 – Variação de p_u com a profundidade, ao longo da primeira camada de lodos	92
Figura 5.5 – Ponte sobre o rio Sado	94
Figura 5.6 – Representação esquemática das estacas ensaiadas na ponte sobre o rio Sado (in Varatojo, 1995)	95
Figura 5.7 – Perfil geológico-geotécnico relativo ao local do ensaio de carga 1 na ponte sobre o rio Sado (in Varatojo, 1995)	96
Figura 5.8 – Perfil geológico-geotécnico relativo ao local do ensaio de carga 2 na ponte sobre o rio Sado (in Varatojo, 1995)	97
Figura 5.9 – Variação de p_u no caso da estaca 1, ao longo da primeira camada de lodos	99
Figura 5.10 – Variação de p_u no caso da estaca 4, ao longo da primeira camada de lodos	99
Figura A2.1 – Variação de c_u com a profundidade para valores de $c_u/\sigma'_v = 0,15, 0,22$ e $0,40$	119
Figura A2.2 – Variação de p_u com a profundidade para $c_u/\sigma'_v = 0,22$	120
Figura A2.3 – Variação de p_u com a profundidade para $c_u/\sigma'_v = 0,15$	122
Figura A2.4 – Variação de p_u com a profundidade para $c_u/\sigma'_v = 0,40$	124
Figura A3.1 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 1.1	129
Figura A3.2 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 1.2	131
Figura A3.3 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 1.3	133
Figura A3.4 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 1.4	135
Figura A4.1 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 2.1, com $\theta' = 30^\circ$	139
Figura A4.2 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 2.2, com $\theta' = 30^\circ$	141
Figura A4.3 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 2.3, com $\theta' = 30^\circ$	143
Figura A4.4 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 2.4, com $\theta' = 30^\circ$	145
Figura A5.1 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 2.1, com $\theta' = 20^\circ$	149
Figura A5.2 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 2.1, com $\theta' = 40^\circ$	150

Figura A5.3 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 2.1, com $\theta' = 20^\circ, 30^\circ$ e 40°	151
Figura A5.4 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 2.1, com $\theta' = 20^\circ, 30^\circ$ e 40° , nos primeiros 6m de profundidade	151
Figura A5.5 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 2.2, com $\theta' = 20^\circ$	154
Figura A5.6 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 2.2, com $\theta' = 40^\circ$	155
Figura A5.7 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 2.2, com $\theta' = 20^\circ, 30^\circ$ e 40°	156
Figura A5.8 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 2.2, com $\theta' = 20^\circ, 30^\circ$ e 40° , nos primeiros 6m de profundidade	156
Figura A5.9 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 2.3, com $\theta' = 20^\circ$	159
Figura A5.10 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 2.3, com $\theta' = 40^\circ$	160
Figura A5.11 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 2.3, com $\theta' = 20^\circ, 30^\circ$ e 40°	161
Figura A5.12 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 2.3, com $\theta' = 20^\circ, 30^\circ$ e 40° , nos primeiros 6m de profundidade	161
Figura A5.13 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 2.4, com $\theta' = 20^\circ$	164
Figura A5.14 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 2.4, com $\theta' = 40^\circ$	165
Figura A5.15 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 2.4, com $\theta' = 20^\circ, 30^\circ$ e 40°	166
Figura A5.16 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 2.4, com $\theta' = 20^\circ, 30^\circ$ e 40° , nos primeiros 6m de profundidade	166
Figura A6.1 – Variação de p_u com a profundidade para o caso da estaca 3 – Ponte sobre o rio Arade	171
Figura A7.1 – Variação de p_u com a profundidade para o caso do ensaio 1 e estaca 1 – Ponte sobre o rio Sado	175
Figura A7.2 – Variação de p_u com a profundidade para o caso do ensaio 2 e estaca 4 – Ponte sobre o rio Sado.	177
Figura A8.1 – Representação esquemática das reacções últimas no solo	181
Figura A8.2 – Definição das grandezas incluídas no cálculo quando o ponto de esforço transversal nulo se situa no 1º troço	182
Figura A8.3 – Definição das grandezas incluídas nos cálculos quando o ponto de esforço transversal nulo se situa no 2º troço	183

Índice de tabelas

Tabela 3.1 – Valores de ε_{50} recomendados para argilas moles por Matlock (1970).....	32
Tabela 3.2 – Valores de ε_{50} recomendados para argilas rijas (Reese et al., 1975).....	35
Tabela 3.3 – Valores de K_s recomendados para argilas rijas (Reese et al., 1975)	36
Tabela 3.4 – Valores de K_c recomendados para argilas rijas (Reese et al., 1975)	39
Tabela 3.5 – Valores de ε_{50} recomendados para o método unificado (Sullivan et al., 1980)	42
Tabela 3.6 – Valores de k_h recomendados para o método unificado (Sullivan et al., 1980).....	43
Tabela 3.7 – Valores dos coeficientes empíricos A e F recomendados para o método unificado (Sullivan et al., 1980).....	44
Tabela 3.8 – Valores de n_h recomendados para solos incoerentes (Reese et al., 1974).....	49
Tabela 4.1 – Valores de f e H_u do CASO 1.1	59
Tabela 4.2 – Valores de f e H_u do CASO 1.2	61
Tabela 4.3 – Valores de f e H_u do CASO 1.3	63
Tabela 4.4 – Valores de f e H_u do CASO 1.4	65
Tabela 4.5 – Valores de f e H_u no caso dos solos coerentes	68
Tabela 4.6 – Valores de f e H_u do CASO 2.1	73
Tabela 4.7 – Valores de f e H_u do CASO 2.2	75
Tabela 4.8 – Valores de f e H_u do CASO 2.3	77
Tabela 4.9 – Valores de f e H_u do CASO 2.4	79
Tabela 4.10 – Valores de f e H_u para ϕ' igual a 20° , no caso dos solos incoerentes.....	82
Tabela 4.11 – Valores de f e H_u para ϕ' igual a 30° , no caso dos solos incoerentes.....	82
Tabela 4.12 – Valores de f e H_u para ϕ' igual a 40° , no caso dos solos incoerentes.....	82
Tabela 5.1 – Características mecânicas das estacas ensaiadas na ponte sobre o rio Arade. (adaptado de Varatojo, 1995).....	89
Tabela 5.2 – Parâmetros geotécnicos considerados no cálculo – Ponte sobre o rio Arade.....	91
Tabela 5.3 – Valores de f e H_u relativos aos cálculos teóricos realizados sobre as condições dos ensaios de carga no rio Arade	92
Tabela 5.4 – Características mecânicas das estacas ensaiadas na ponte sobre o rio Sado. (adaptado de Varatojo, 1995).....	96
Tabela 5.5 – Parâmetros geotécnicos considerados no cálculo da estaca 1 – Ponte sobre o rio Sado.....	98
Tabela 5.6 – Parâmetros geotécnicos considerados no cálculo da estaca 4 – Ponte sobre o rio Sado.....	98

Tabela 5.7 – Valores de f e H_u da estaca 1, para o caso da Ponte sobre o rio Sado	99
Tabela 5.8 – Valores de f e H_u da estaca 4, para o caso da Ponte sobre o rio Sado	100
Tabela A1.1 – Momento flectores de fendilhação – estudo paramétrico	115
Tabela A1.2 – Momento flectores de fendilhação para o caso da estaca 3 – Ponte sobre o rio Arade	115
Tabela A1.3 – Momento flectores de fendilhação para o caso das estaca 1 e 4 – Ponte sobre o rio Sado	115
Tabela A2.1 – Valores de p_u para $c_u/\sigma'_v = 0,22$	120
Tabela A2.2 – Valores de H_u para $c_u/\sigma'_v = 0,22$	121
Tabela A2.3 – Valores de p_u para $c_u/\sigma'_v = 0,15$	122
Tabela A2.4 – Valores de H_u para $c_u/\sigma'_v = 0,15$	123
Tabela A2.5 – Valores de p_u para $c_u/\sigma'_v = 0,40$	124
Tabela A2.6 – Valores de H_u para $c_u/\sigma'_v = 0,40$	125
Tabela A3.1 – Valores de p_u para o CASO 1.1	129
Tabela A3.2 – Valores de H_u para o CASO 1.1	130
Tabela A3.3 – Valores de p_u para o CASO 1.2	131
Tabela A3.4 – Valores de H_u para o CASO 1.2	132
Tabela A3.5 – Valores de p_u para o CASO 1.3	133
Tabela A3.6 – Valores de H_u para o CASO 1.3	134
Tabela A3.7 – Valores de p_u para o CASO 1.4	135
Tabela A3.8 – Valores de H_u para o CASO 1.4	136
Tabela A4.1 – Valores de p_u para o CASO 2.1, com $\theta' = 30^\circ$	139
Tabela A4.2 – Valores de H_u para o CASO 2.1, com $\theta' = 30^\circ$	140
Tabela A4.3 – Valores de p_u para o CASO 2.2, com $\theta' = 30^\circ$	141
Tabela A4.4 – Valores de H_u para o CASO 2.2, com $\theta' = 30^\circ$	142
Tabela A4.5 – Valores de p_u para o CASO 2.3, com $\theta' = 30^\circ$	143
Tabela A4.6 – Valores de H_u para o CASO 2.3, com $\theta' = 30^\circ$	144
Tabela A4.7 – Valores de p_u para o CASO 2.4, com $\theta' = 30^\circ$	145
Tabela A4.8 – Valores de H_u para o CASO 2.4, com $\theta' = 30^\circ$	146
Tabela A5.1 – Valores de p_u para o CASO 2.1, com $\theta' = 20^\circ$	149
Tabela A5.2 – Valores de p_u para o CASO 2.1, com $\theta' = 40^\circ$	150
Tabela A5.3 – Valores de H_u para o CASO 2.1, com $\theta' = 20^\circ$	152
Tabela A5.4 – Valores de H_u para o CASO 2.1, com $\theta' = 40^\circ$	153
Tabela A5.5 – Valores de p_u para o CASO 2.2, com $\theta' = 20^\circ$	154
Tabela A5.6 – Valores de p_u para o CASO 2.2, com $\theta' = 40^\circ$	155
Tabela A5.7 – Valores de H_u para o CASO 2.2, com $\theta' = 20^\circ$	157
Tabela A5.8 – Valores de H_u para o CASO 2.2, com $\theta' = 40^\circ$	158
Tabela A5.9 – Valores de p_u para o CASO 2.3, com $\theta' = 20^\circ$	159
Tabela A5.10 – Valores de p_u para o CASO 2.3, com $\theta' = 40^\circ$	160
Tabela A5.11 – Valores de H_u para o CASO 2.3, com $\theta' = 20^\circ$	162
Tabela A5.12 – Valores de H_u para o CASO 2.3, com $\theta' = 40^\circ$	163
Tabela A5.13 – Valores de p_u para o CASO 2.4, com $\theta' = 20^\circ$	164

Tabela A5.14 – Valores de p_u para o CASO 2.4, com $\theta' = 40^\circ$	165
Tabela A5.15 – Valores de H_u para o CASO 2.4, com $\theta' = 20^\circ$	167
Tabela A5.16 – Valores de H_u para o CASO 2.4, com $\theta' = 40^\circ$	168
Tabela A6.1 – Valores de p_u para o caso da estaca 3 – Ponte sobre o rio Arade	171
Tabela A6.2 – Valores de f e H_u para o caso da estaca 3 – Ponte sobre o rio Arade.....	172
Tabela A7.1 – Valores de p_u para o caso do ensaio 1 e estaca 1 – Ponte sobre o rio Sado.....	175
Tabela A7.2 – Valores de f e H_u para o caso do ensaio 1 e estaca 1 – Ponte sobre o rio Sado	176
Tabela A7.3 – Valores de p_u para o caso do ensaio 2 e estaca 4 – Ponte sobre o rio Sado.....	177
Tabela A7.4 – Valores de f e H_u para o caso do ensaio 2 e estaca 4 – Ponte sobre o rio Sado	178

Capítulo 1

Introdução

1.1 – Aspectos gerais

Desde os primeiros tempos, o Homem procurou estabelecer-se junto aos mares e rios de forma segura, sendo que a utilização de fundações indirectas providenciou um meio de transmitir forças a grandes profundidades onde os terrenos superficiais não apresentavam condições para receber directamente essas mesmas cargas.

Actualmente é do conhecimento geral que os gregos e romanos usavam estacas para obras em muitos lugares ao longo da costa do Mediterrâneo, ainda que apenas algumas dessas estruturas tenham sobrevivido até aos tempos actuais, fornecendo, ainda assim, evidências arqueológicas deste facto. Na Grã-Bretanha, uma ponte romana atravessava o rio Tyne em Corbélia, cerca de 20 km a oeste de Newcastle, usando estacas para as fundações da construção. Estas foram descobertos quando uma velha ponte foi demolida em 1771, tendo-se verificado que eram em carvalho e com cerca de 3m de comprimento. Existem assim evidências que testemunham a capacidade dos romanos para encontrar soluções de fundação em zonas problemáticas (Fleming et al., 2009).

Foi no século XIX que, como em muitos outros campos da engenharia, grandes mudanças começaram a ocorrer em termos de evolução, tanto nas tecnologias, como nos equipamentos e materiais, vindo a permitir ultrapassar barreiras que antes impunham limitações. Assim, foi sendo possível atingir cada vez maiores profundidades e transmitir maiores cargas aos terrenos, de uma forma mais rápida, económica e com maior segurança nesse processo.

Nos tempos que correm, o ramo da engenharia civil encontra-se cada vez mais complexo. A elevada concorrência do mercado leva a que factores económicos, de qualidade e ambientais sejam decisivos. A concepção estrutural encontra-se cada vez mais ligada à concepção arquitetónica, tornando assim os projectos multidisciplinares. Hoje em dia não basta ao engenheiro ser um técnico especializado, este tem que acompanhar as evoluções técnicas e tecnológicas, que evoluem cada vez mais rapidamente.

A resposta lateral de fundações por estacas tem vindo a ganhar cada vez mais importância no projecto de estruturas que possam ser submetidas a acções sísmicas, ventos fortes, acção das ondas e impactos de navios.

O projecto de estacas e grupos de estacas tem avançado de forma constante nos últimos tempos, com os trabalhos realizados por engenheiros que se especializaram, particularmente na área de geotecnia. Os diversos métodos de pesquisa podem ser divididos basicamente em três categorias: métodos experimentais, métodos analíticos, muitas vezes com ajustes de natureza empírica e métodos numéricos.

No entanto, a generalidade dos métodos, usados pelo mundo fora no dimensionamento de estacas para a resolução do problema da estimativa da carga última horizontal, incluem considerações de natureza empírica. Estes métodos, por sua vez, não surgiram independentemente. Foram fruto de diversos trabalhos experimentais realizados desde o início do século XX e que recolheram os dados necessários para a sua elaboração.

Embora havendo grandes progressos no domínio dos métodos de análise numérica e com o aumento do poder de cálculo computacional, estes continuam a ser pouco utilizadas devido à pouca rapidez, flexibilidade e economia, e porque não é recomendável utilizar métodos extremamente refinados e complexos, quando os parâmetros de cálculo são suportados por caracterização ainda grosseira dos terrenos de fundações e o efeito dos processos executivos na alteração dessas mesmas características não é sequer antecipadamente previsível, pelo menos de forma inteiramente satisfatória.

Face ao actual estado do conhecimento no que se refere ao comportamento de estacas sujeitas a carregamento horizontal, o ensaio de carga em verdadeira grandeza constitui a ferramenta mais adequada para confirmar os dados de projecto ou para angariar informação própria para o desenvolvimento dos mesmos, sendo que este o domínio privilegiado sustentado pela EN1997-1 (2010, versão portuguesa).

1.2 – Objectivos

Esta dissertação teve como objectivos:

- Recolha, na bibliografia da especialidade, de métodos clássicos para a avaliação da carga última de estacas carregadas horizontalmente.
- Recolha, na bibliografia da especialidade, de propostas de avaliação da distribuição de pressões últimas de terras mobilizadas nos terrenos e na zona frontal das estacas, enquadradas na definição das habitualmente designadas curvas p - y .
- Estudo do efeito da variação do diâmetro das estacas e do peso volúmico do solo no valor da carga última horizontal de estacas flexíveis inseridos em maciço homogéneo, caracterizado através de diferentes valores de ângulo de resistência ao corte ou de diferentes tipos de variação de resistência não drenada em profundidade.
- Comparação de resultados entre valores de carga última obtidos em ensaios de carga realizados pelo LNEC nos locais de implantação das pontes sobre os rios Arade e Sado, e valores teóricos obtidos através da implementação, em folha de cálculo Excel, das propostas de diferentes autores.

1.3 – Organização da dissertação

Apresenta-se em seguida a organização desta dissertação, que é constituída por seis capítulos, incluindo o presente, onde se apresentou também uma introdução ao tema da dissertação e se definiram os objectivos.

No segundo capítulo são descritos dois métodos clássicos habitualmente apresentados na bibliografia para a avaliação da carga última horizontal de estacas carregadas horizontalmente. Inicia-se por uma breve introdução à temática da avaliação da carga última de estacas carregadas horizontalmente, e de seguida, são apresentados duas metodologias, nomeadamente o método de Hansen (1961) e o método

de Broms (1964a e 1964b), que se baseiam na definição da distribuição de pressões últimas de terras ao longo do fuste das estacas.

No capítulo três é apresentada uma breve descrição e métodos que se enquadram na definição das denominadas curvas p - y . Estes métodos apresentam uma boa aproximação à realidade, sendo que, apresentam bastante utilidade para a avaliação da carga última de estacas carregadas horizontalmente. São apresentadas algumas metodologias que se baseiam em propostas de definição de curvas p - y . Para solos coerentes são apresentados, o método para argilas moles de Matlock (1970), o método para argilas rijas de Reese et al. (1975) e o método unificado de Sullivan et al. (1980). Por fim, para os solos incoerentes, apenas é apresentado o método de Reese et al. (1974).

No capítulo quatro foi feito um estudo desenvolvido em folha de cálculo Excel com recurso a cálculos baseados nos métodos descritos nos capítulos anteriores. Este estudo tem por objectivo analisar a influência da alteração do diâmetro da estaca (d) e do peso volúmico do solo (γ) na profundidade de rotura de estacas flexíveis (f) e no correspondente valor da carga última horizontal (H_u), em solos coerentes e em solos incoerentes. Por último, apresentam-se as principais conclusões deste estudo.

O capítulo cinco inicia-se com uma breve descrição dos ensaios de carga horizontais efectuados pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) nas estacas de fundação das pontes sobre os rios Arade e Sado, sendo também apresentadas as características mecânicas das estacas e as características geológicas e geotécnicas dos terrenos envolvidos. De seguida, são apresentados os resultados obtidos através dos ensaios de carga realizados pelo LNEC, sendo comparados os resultados experimentais com os resultados obtidos pelos métodos anteriormente descritos. Por fim, apresentam-se as principais conclusões.

Por último, no capítulo seis, é efectuado um resumo geral desta dissertação, expondo-se as principais conclusões derivadas do trabalho levado a cabo. São também apresentadas sugestões para futuras investigações.

Capítulo 2

Métodos clássicos para avaliação da carga horizontal última de estacas isoladas

2.1 – Introdução

As estacas isoladas, como as estacas em grupo, são frequentemente sujeitas a elevadas acções horizontais, as quais podem ter diversas causas, como por exemplo, pressões laterais dos solos, acções sísmicas, forças de ventos e/ou ondas.

Foi nas décadas de 60 e 70 do século XX, que a análise do comportamento das estacas teve a sua maior evolução na área da Geotecnia, devido à necessidade de construir, cada vez mais, maiores estruturas e/ou em zonas com terrenos menos favoráveis à utilização de fundações superficiais.

Apesar do grande avanço nesta área, e já existindo um grande desenvolvimento de métodos de elementos finitos em 3D, na prática, o dimensionamento ainda é fortemente baseado em métodos de natureza empírica e/ou experimental, sendo que, na actualidade, não existe uma abordagem teórica consensual para estimativa da carga última de estacas carregadas horizontalmente.

Desta forma, existem na bibliografia da especialidade vários métodos para a avaliação da carga última horizontal em estacas, sendo alguns deles apresentados mais adiante neste capítulo.

Na generalidade dos casos das estacas isoladas carregadas horizontalmente, a avaliação da carga última é realizada através de análises em equilíbrio limite, tendo por base a Teoria da Plasticidade, sendo que não é possível conhecer a deformação das estacas quando sujeitas a cargas últimas.

No caso de estacas isoladas, tem havido ao longo do tempo a apresentação de várias metodologias para a sua quantificação, partindo de vários pressupostos relativos à distribuição das pressões dos terrenos ao longo do fuste das estacas. Estas soluções diferem, normalmente, para estacas rígidas e flexíveis.

No caso das estacas flexíveis, a rotura é condicionada pela resistência lateral última à flexão da secção transversal da estaca, pelo que é necessário avaliar a grandeza dos momentos actuantes comparativamente com o seu momento resistente, sendo este último condicionado pelo material que compõe a estaca.

No entanto, em estacas rígidas, já se verifica a rotura pelo solo, uma vez que as deformações por flexão são pouco significativas e o colapso da estaca ocorre quando é atingida a resistência última do solo na zona frontal da estaca.

Desta forma, são apresentados de seguida alguns métodos clássicos para estimativa da carga última horizontal de estacas isoladas.

2.2 – Método de Hansen

O método de Hansen (1961) tem por base uma formulação empírica, sendo posteriormente confirmada por Christensen (1961) por ensaios em modelo reduzido de estacas rígidas em areia.

Hansen desenvolve um método de estimativa da carga última horizontal, em solos caracterizados por $c-\phi$, respectivamente, a coesão e o ângulo de resistência ao corte do solo, assim sendo possível utilizar este método tanto em solos coerentes, como em solos incoerentes.

Este método tem a particularidade de ser apenas válido no caso de estacas rígidas, uma vez que assume que a rigidez da estaca é tão elevada que não ocorre flexão, sendo possível a sua utilização tanto em terrenos homogéneos, como em terrenos estratificados.

Hansen assume que a estaca está sujeita a uma carga horizontal (H) com excentricidade (e) e diâmetro (d), sendo o elemento representado pela figura 2.1.

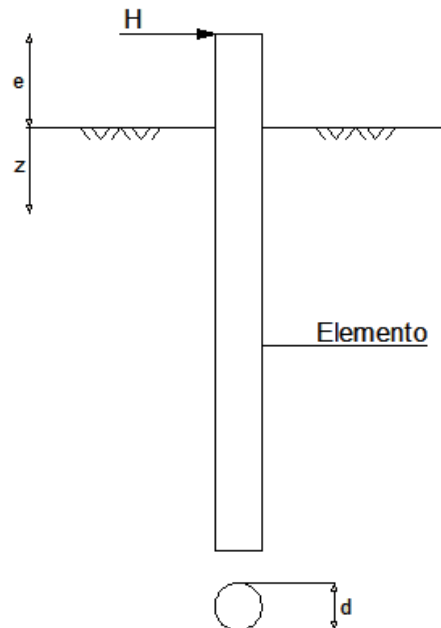


Figura 2.1 – Esquema de estaca isolada de cabeça livre (adaptado de Hansen, 1961)

Desta forma, a expressão genérica dada pelo autor, é então:

$$p_u = \sigma'_v K_q + c K_c \quad (2.1)$$

onde:

- p_u — resistência lateral última do solo;
- σ'_v — tensão vertical efectiva;
- c — coesão;
- K_q, K_c — parcelas do coeficiente de impulso de terras associadas à profundidade e à coesão.

A figura 2.2 permite obter o valor dos coeficientes de impulso associadas à profundidade e à coesão, K_q e K_c .

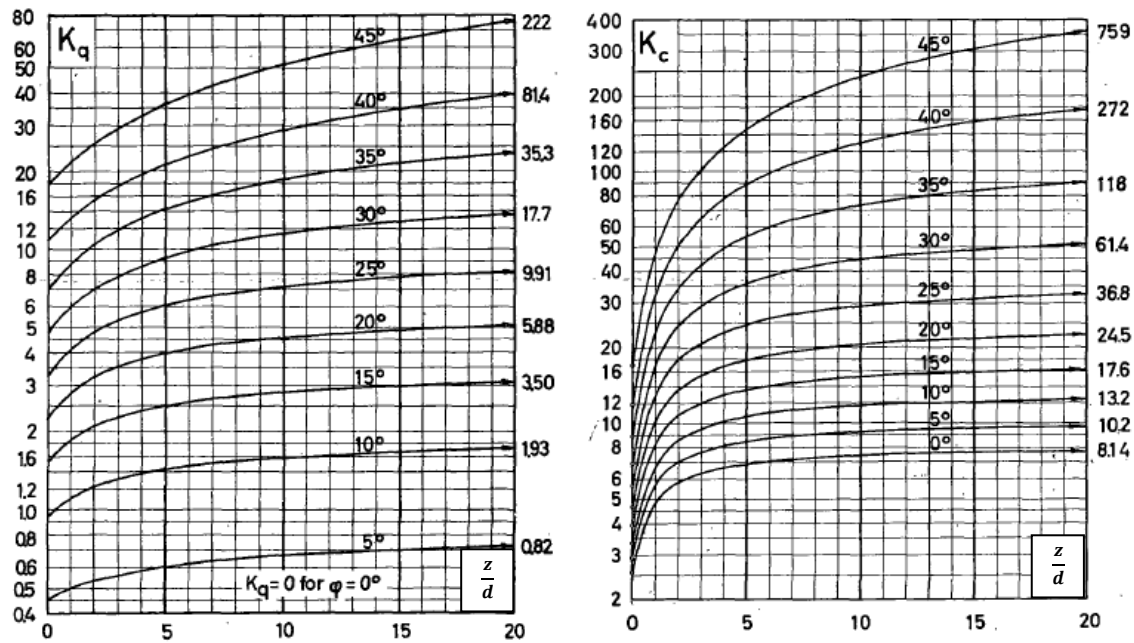


Figura 2.2 – Coeficientes de impulso, K_q e K_c (adaptado de Hansen, 1961)

O centro de rotação pode ser determinado pela expressão 2.2, sendo necessário ir por tentativas, ou seja, ir tomando momentos em relação ao ponto de aplicação da força horizontal aplicada à estaca e igualando a zero.

$$\sum M = 0 \Leftrightarrow \sum_{z=0}^{z=z_0} \sigma_v' \frac{L}{n} (e + z) d - \sum_{z=z_0}^{z=L} \sigma_v' \frac{L}{n} (e + z) d \quad (2.2)$$

onde:

- z_0 – profundidade do centro de rotação da estaca em relação à superfície do terreno;
- L – comprimento da estaca abaixo da superfície do terreno;
- n – número de parcelas consideradas no cálculo;
- M – momento flector na estaca.

Na figura 2.3 é possível visualizar a deformada tipo de uma estaca rígida sujeita a uma força horizontal, enquanto que na figura 2.4 se representa graficamente a solução de Hansen.

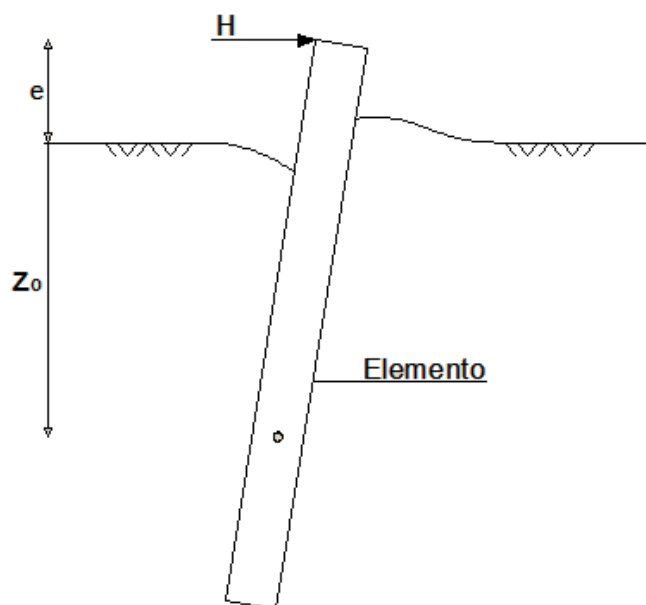


Figura 2.3 – Deformada tipo

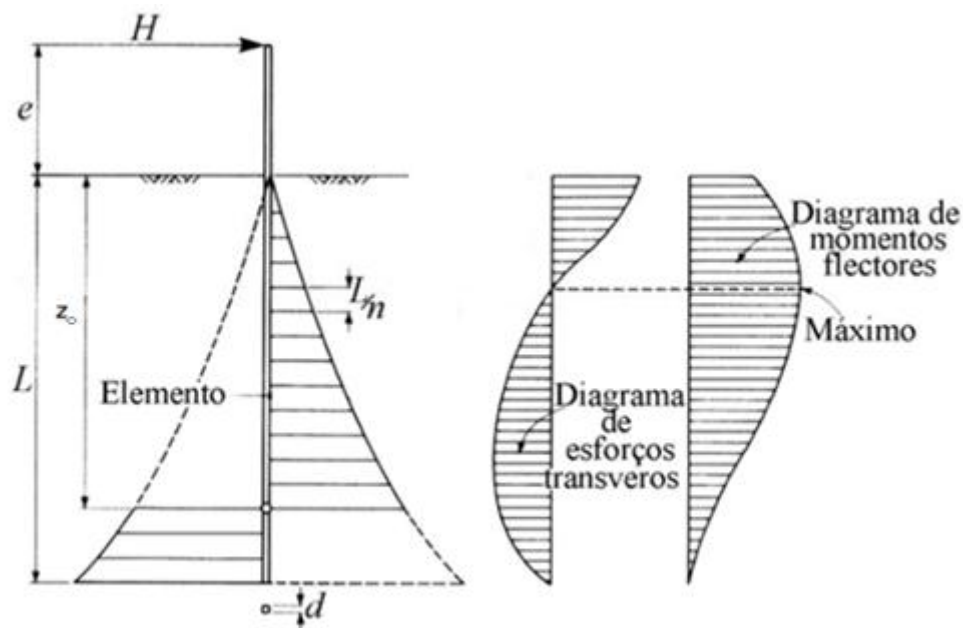


Figura 2.4 – Método de Brinch Hansen (adaptado de Hansen, 1961)

Deste modo, a carga última horizontal da estaca (H_u) pode ser calculada a partir de um simples equilíbrio de forças horizontais, resultando que o valor de H_u é obtido pela diferença das duas áreas de pressões representados à esquerda na figura 2.4.

2.3 – Método de Broms

Broms afirma que para baixos níveis de carga horizontal, o deslocamento lateral da estaca aumenta de tal forma que quando aquela se aproxima da carga última, o deslocamento lateral aumenta rapidamente com o aumento da carga.

No desenvolvimento do seu método, Broms (1964a, 1964b) considerou simplificações relativamente à distribuição das reacções últimas laterais em estacas do tipo flutuante. O seu método tem a particularidade de apenas ser válido em solos homogéneos, respectivamente, solos coerentes e solos incoerentes. Dentro de cada tipo de solo, o autor propõe uma diferenciação entre estacas de cabeça fixa e estacas de cabeça livre.

Para melhor entender a necessidade do autor considerar métodos diferenciados de cálculo das cargas últimas em estacas de cabeça livre e fixa, é necessário ter a percepção do modo de rotura de cada caso, que são apresentados, respectivamente, nas figuras 2.5 e 2.6.

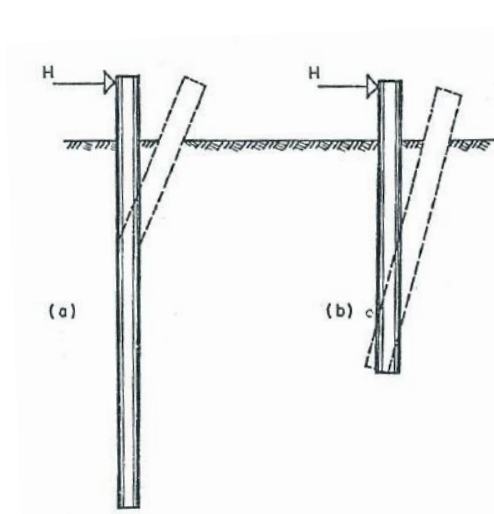


Figura 2.5 – Modos de rotura para estacas de cabeça livre (Broms, 1964a)

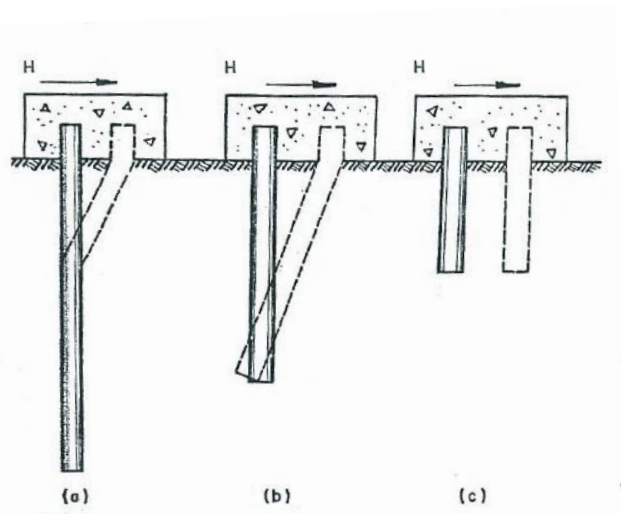


Figura 2.6 – Modos de rotura para estacas de cabeça fixa (Broms, 1964a)

No caso das estacas de cabeça livre, representado pela figura 2.5, Broms (1964a) considera haver a possibilidade de ocorrerem dois modos de rotura, os quais dependem essencialmente do comprimento da estaca para o mesmo tipo de terreno e do material que a constitui. O modo de rotura a) ocorre no caso de estacas flexíveis (longas) e o caso b) ocorre no caso de estacas rígidas (curtas).

Do mesmo modo, para o caso de estacas de cabeça fixa, representado pela figura 2.6, o autor considera haver três possibilidades de rotura: o modo a) para estacas flexíveis (longas), o modo c) para estacas rígidas (curtas) e o modo b) representando o hipótese de estaca intermédia.

2.3.1 – Solos coerentes

Numa abordagem simplificada, Broms (1964a) apresenta uma metodologia de cálculo para a estimativa da carga horizontal última de estacas isoladas em solos coerentes. Na figura 2.7 é apresentada a deformada de uma estaca isolada com cabeça livre e a distribuição das reacções últimas do terreno no fuste da estaca proposta pelo autor.

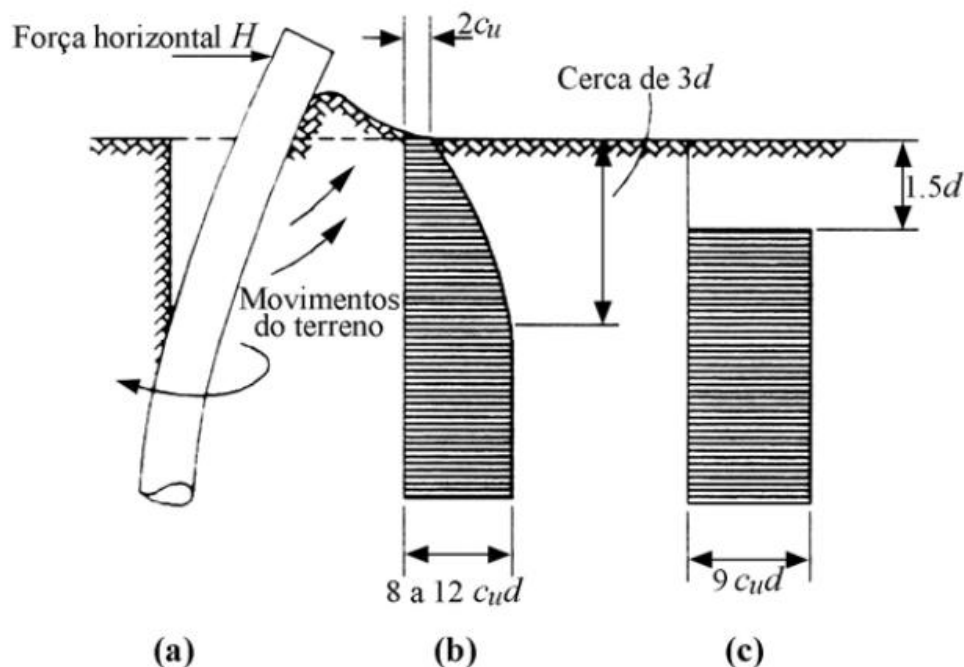


Figura 2.7 – Solos coerentes: (a) deformada; (b) distribuição provável das reacções últimas do solo; (c) distribuição adoptada (adaptado de Broms, 1964a)

A resistência lateral que se desenvolve no solo ao longo do fuste de uma estaca carregada lateralmente num solo coerente pode ser calculada aproximadamente através da Teoria da Plasticidade. No colapso, o solo localizado perto da superfície, cerca de três diâmetros, desloca-se na direcção ascendente para a superfície do terreno, enquanto que o solo abaixo desse nível se desloca lateralmente, da frente para trás da estaca. Deste modo, à profundidade de três diâmetros, é possível calcular a resistência última lateral, assumindo condições de deformação plana e que o solo não tem peso.

Broms (1964a) estima o valor de p_u num intervalo entre $8,28c_u$ e $12,56c_u$, onde c_u é a resistência não drenada do solo. O autor apresenta a hipótese de que até uma profundidade de $1,5d$ o valor de p_u é nulo e, abaixo desta profundidade, é dado por

$$p_u = 9 c_u d \quad (2.3)$$

sendo esta expressão utilizada independentemente da forma da secção e rugosidade da estaca.

2.3.1.1 – Estaca rígida (curta)

- Estaca rígida de cabeça livre:

Na figura 2.8, está representada a distribuição das reacções do solo e do momento flector ao longo do fuste da estaca rígida de cabeça livre.

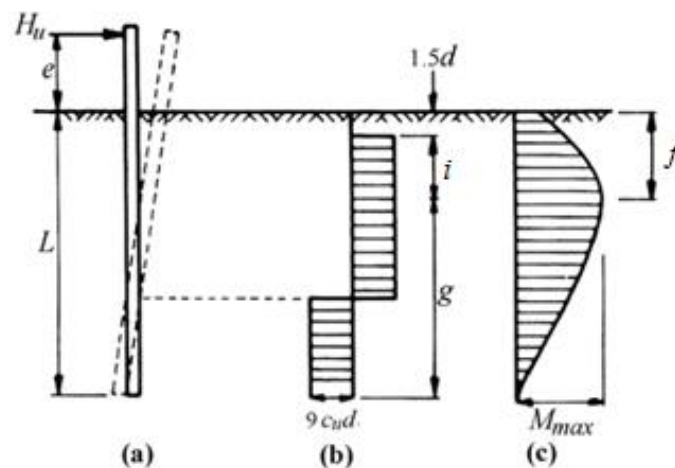


Figura 2.8 – Estaca rígida de cabeça livre em solo coerente: (a) deformada; (b) reacção do solo; (c) momentos flectores (adaptado de Broms, 1964a)

Para a avaliação da carga horizontal última, H_u , é necessário definir a profundidade, f , onde se anula o esforço transversal na estaca e, a essa profundidade, calcular o momento flector máximo, M_{max} . O autor apresenta então, três expressões para o cálculo do M_{max} e f , sendo estas dadas por:

$$i = \frac{H_u}{9 c_u d} \quad (2.4)$$

$$M_{\max} = H_u (e + 1,5 d + 0,5 i) = 2,25 d g^2 c_u \quad (2.5)$$

$$f = 1,5 d + i \quad (2.6)$$

Pelas equações apresentadas, é possível calcular o valor de H_u , sendo que, quando $M_{\max} > M_r$, sendo M_r o momento flector resistente da estaca, a expressão 2.6 deixa de ser válida e é necessário recorrer às expressões relativas às estacas flexíveis.

- Estaca rígida de cabeça fixa:

Para estacas rígidas de cabeça fixa, Broms (1964a) apresenta duas expressões para calcular o valor de H_u , sendo estas baseadas na modo de rotura do solo apresentado na figura 2.9.

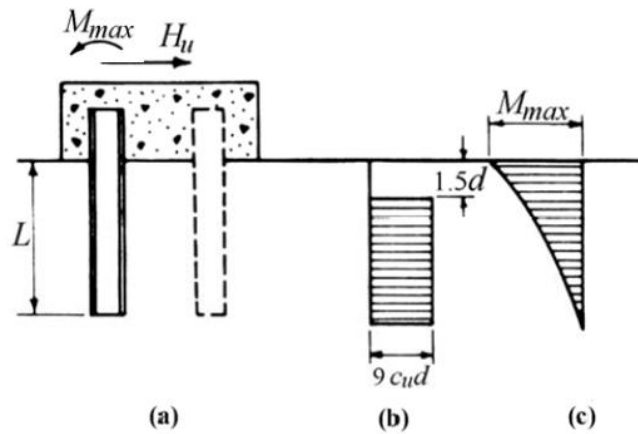


Figura 2.9 – Estaca rígida de cabeça fixa em solo coerente: (a) deformada; (b) reacção do solo; (c) momentos flectores (adaptado de Broms, 1964a)

As expressões, são então:

$$H_u = 9 c_u d (L - 1,5 d) \quad (2.7)$$

$$M_{\max} = H_u (0,5 L + 0,75 d) \quad (2.8)$$

Do mesmo modo que para as estacas rígidas de cabeça livre, quando $M_{\max} > M_r$, é ser necessário recorrer às expressões relativas às estacas intermédias ou flexíveis.

2.3.1.2 – Estaca intermédia

- Estaca intermédia de cabeça fixa:

O modo de rotura de estacas intermédias de cabeça fixa, está representado na figura 2.10.

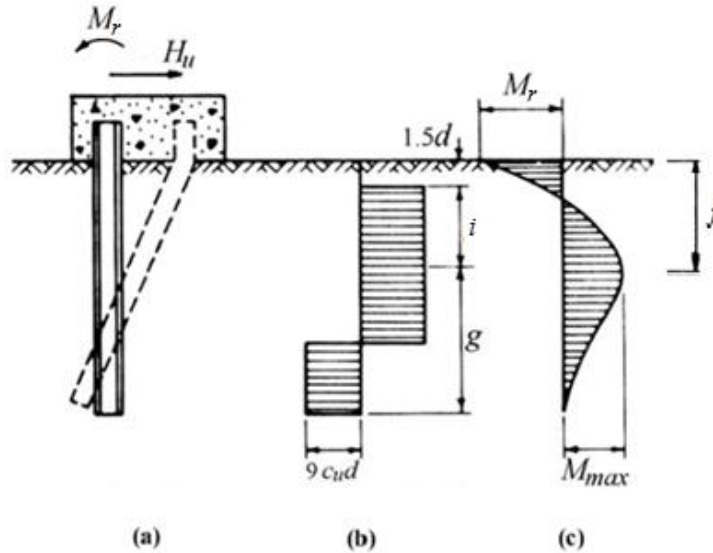


Figura 2.10 – Estaca intermédia de cabeça fixa em solo coerente: (a) deformada; (b) reacção do solo; (c) momentos flectores (adaptado de Broms, 1964a)

Na rotura ocorre a formação de uma rótula plástica na ligação do maciço com a estaca. O autor apresenta para esta situação três expressões para o cálculo de H_u , sendo estas:

$$i = \frac{H_u}{9 c_u d} \quad (2.9)$$

$$M_y = 2,25 c_u d g - 9 c_u d i (1,5 d + 0,5 i) \quad (2.10)$$

$$f = 1,5 d + i \quad (2.11)$$

Do mesmo modo que para os casos anteriores de estacas rígidas, quando $M_{max} > M_r$ é necessário recorrer às expressões relativas às estacas flexíveis.

2.3.1.3 – Estaca flexível (longa)

- Estaca flexível de cabeça livre:

O modo de rotura para uma estaca flexível de cabeça livre é quando ocorre formação de uma rótula plástica na zona de momento flector máximo na estaca, figura 2.11.

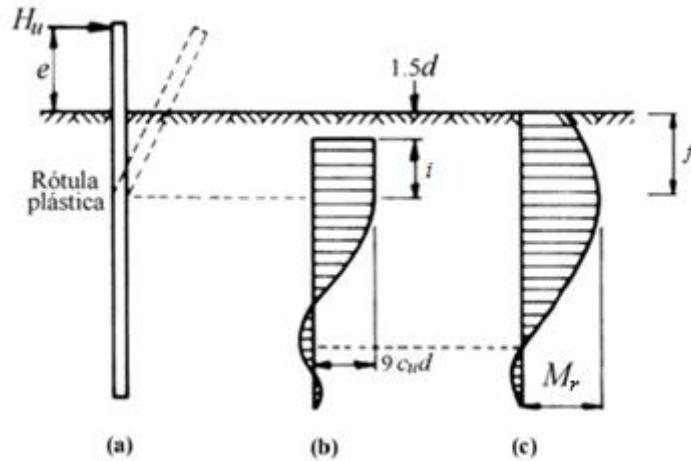


Figura 2.11 – Estaca flexível de cabeça livre em solo coerente: (a) deformada; (b) reacção do solo; (c) momentos flectores (adaptado de Broms, 1964a)

Neste caso, o autor apresenta três expressões para o cálculo de H_u , sendo estas:

$$i = \frac{H_u}{9 c_u d} \quad (2.12)$$

$$H_u = \frac{M_r}{e + 1,5 d + 0,5 i} \quad (2.13)$$

$$f = 1,5 d + i \quad (2.14)$$

- Estaca flexível de cabeça fixa:

No caso de estacas flexíveis de cabeça fixa, o modo de rotura corresponde à formação de duas rótulas plásticas, sendo uma na ligação da estaca com o maciço e a outra a uma profundidade f , figura 2.12.

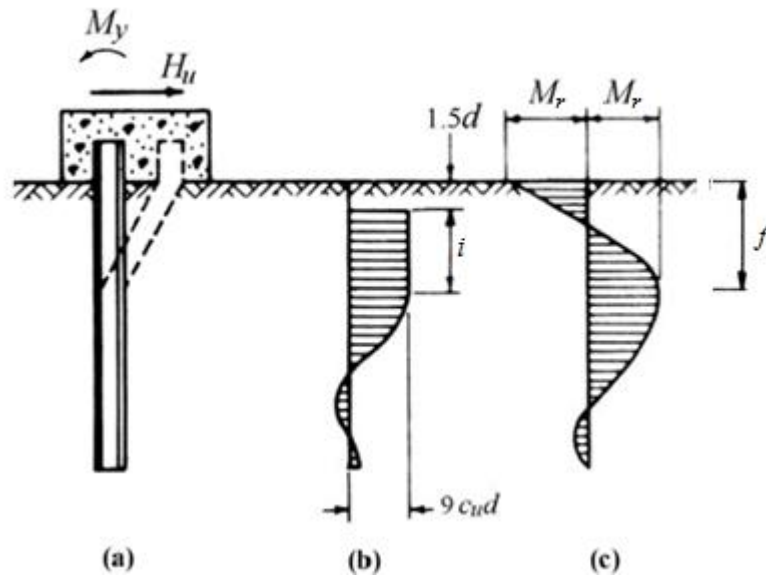


Figura 2.12 – Estaca flexível de cabeça fixa em solo coerente: (a) deformada; (b) reacção do solo; (c) momentos flectores (adaptado de Broms, 1964a)

Desta forma, o autor apresenta as seguintes duas expressões para o cálculo de H_u para estacas flexíveis de cabeça fixa, sendo estas:

$$i = \frac{H_u}{9 c_u d} \quad (2.15)$$

$$H_u = \frac{2M_r}{1,5 d + 0,5 i} \quad (2.16)$$

$$f = 1,5 d + i \quad (2.17)$$

2.3.1.4 – Ábacos de Broms para solos coerentes

Broms (1964a) elaborou, através das expressões anteriores, e para cada tipo de estaca (rígida e flexível), um ábaco de forma a simplificar a resolução de um dado problema. Os ábacos do autor estão representados nas figuras 2.13 e 2.14.

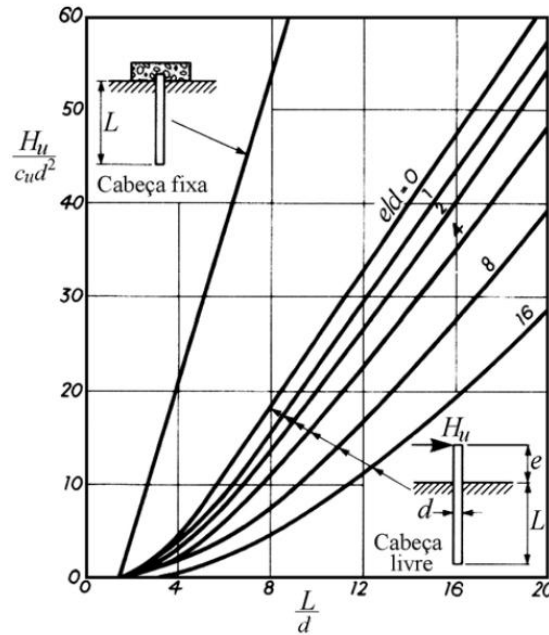


Figura 2.13 – Ábaco para estimativa da carga última para estacas rígidas em solos coerentes (adaptado de Broms, 1964a)

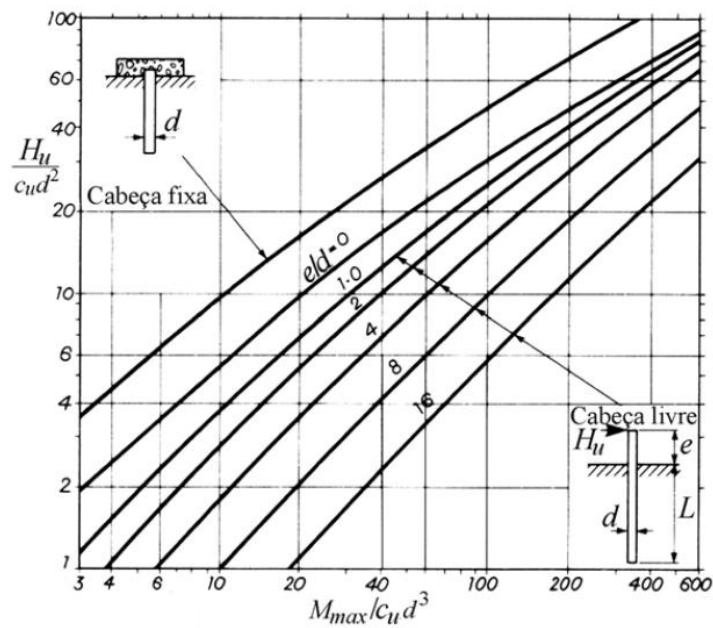


Figura 2.14 – Ábaco para estimativa da carga última para estacas flexíveis em solos coerentes (adaptado de Broms, 1964a)

2.3.2 – Solos incoerentes

O método de Broms (1964b) para estacas isoladas carregadas horizontalmente em solo incoerente trata igualmente de forma simplificada a distribuição de pressões últimas do solo na zona frontal da estaca. Na figura 2.15 é apresentada a deformada da estaca isolada com cabeça livre e a distribuição proposta pelo autor quanto às reacções últimas do terreno ao longo do fuste da estaca.

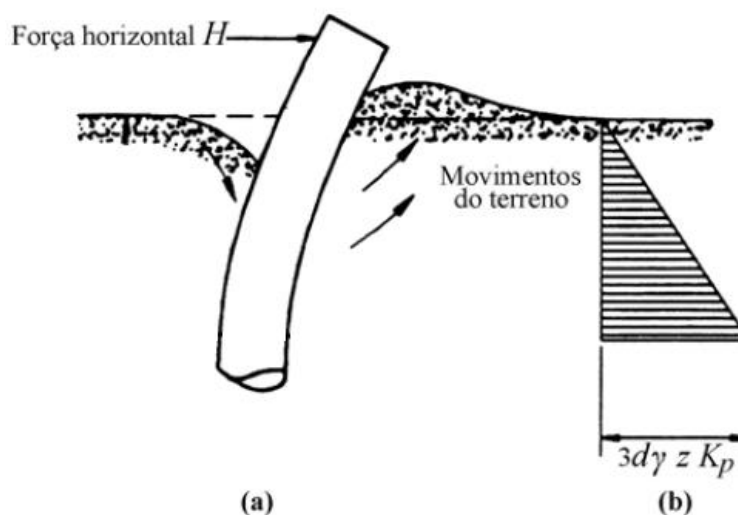


Figura 2.15 – Solos incoerentes: (a) deformada; (b) distribuição das reacções últimas do solo (adaptado de Broms, 1964b)

No colapso, o solo localizado à frente da estaca desloca-se na direcção ascendente para a superfície do terreno, enquanto que o solo atrás do fuste da estaca se desloca em sentido descendente, ocupando o vazio criado pelo movimento da estaca. Contudo, a profundidades relativamente grandes, o solo à frente da estaca desloca-se para trás, e não para cima. Broms (1964b) considera que, aproximadamente a uma profundidade de cinquenta diâmetros, a resistência lateral para um movimento ascendente do solo é inferior à resistência lateral para um movimento lateral do solo.

Perto da superfície do terreno mobiliza-se pressão passiva no solo à frente do fuste da estaca carregada horizontalmente (as pressões activas desenvolvem-se na zona anterior do fuste da estaca) assim que a rotação da estaca excede aproximadamente 0,002 radianos para um solo denso ou 0,006 radianos para solo solto. Deste modo, é possível calcular o coeficiente de impulso passivo do solo, K_p .

O valor K_p utilizado pelo autor em solos incoerentes, assumindo que a superfície da estaca não tem atrito, provém da solução de Rankine, sendo dado por

$$K_p = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi'}{1 - \operatorname{sen} \phi'} \quad (2.18)$$

onde ϕ' é o ângulo de resistência ao corte do solo.

Para tal o autor, teve que assumir algumas hipóteses simplificativas, sendo estas: os impulsos activos podem ser desprezados, uma vez que esses mesmos impulsos são pequenas comparativamente com os impulsos passivos; a distribuição passiva na zona frontal do fuste da estaca é igual a três vezes a pressão passiva de Rankine; a forma da secção transversal da estaca não influencia a distribuição de tensões no solo ou a resistência lateral última; e, finalmente, ocorrem os deslocamentos necessários para inteira mobilização da resistência lateral última.

Desta forma, Broms (1964b) avalia à profundidade z o valor da resistência lateral última do solo, com peso volúmico submerso do solo, γ' , por

$$p_u = 3 d \gamma' z K_p \quad (2.19)$$

sendo esta expressão utilizada independentemente da forma da secção e rugosidade da estaca.

2.3.2.1 – Estaca rígida (curta)

- Estaca rígida de cabeça livre:

Na figura 2.16 está representado a distribuição da reacção última do solo e dos momentos flectores ao longo do fuste da estaca rígida de cabeça livre.

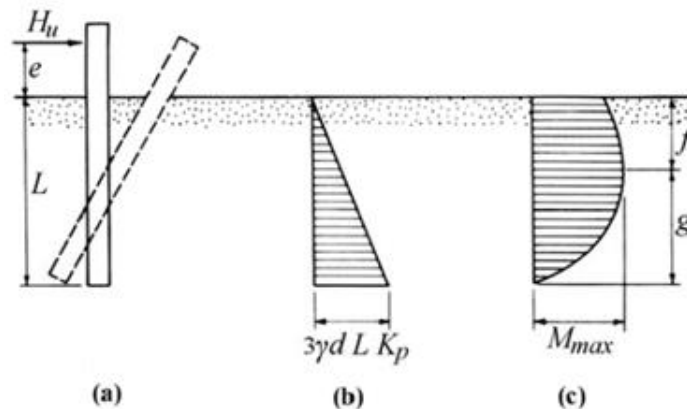


Figura 2.16 – Estaca rígida de cabeça livre em solo incoerente: (a) deformada; (b) reacção do solo; (c) momentos flectores (adaptado de Broms, 1964b)

O autor mostra que o M_{max} ocorre a uma profundidade f , onde o esforço transversal na estaca se anula. Para tal, o autor apresenta três expressões sendo estas:

$$H_u = \frac{0,5 \gamma' d L^3 K_p}{e + L} \quad (2.20)$$

$$f = 0,82 \sqrt{\frac{H_u}{d K_p \gamma'}} \quad (2.21)$$

$$M_{max} = H_u \left(e + \frac{2}{3} f \right) \quad (2.22)$$

Pelas equações apresentadas, obtidas por considerações de equilíbrio estático, é possível calcular o valor de H_u . Mais uma vez, quando $M_{max} > M_r$, as expressões deixam de ser válidas e é necessário recorrer às expressões relativas às estacas flexíveis.

- Estaca rígida de cabeça fixa:

Para estacas rígidas de cabeça fixa, Broms apresenta duas expressões para a calcular o valor H_u , sendo estas baseadas no modo de rotura do solo, apresentado na figura 2.17.

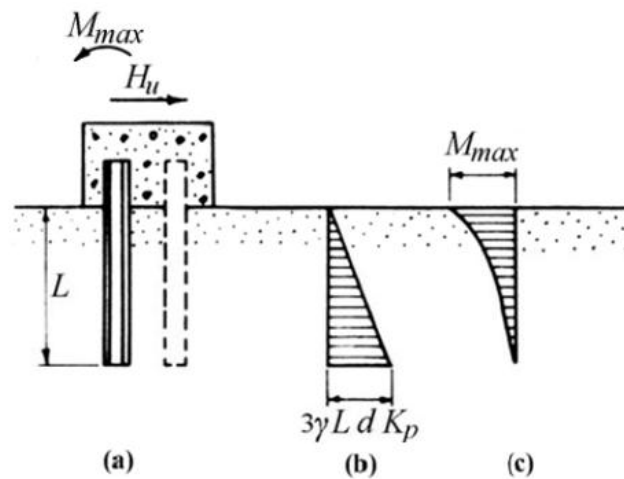


Figura 2.17 – Estaca rígida de cabeça fixa em solo incoerente: (a) deformada; (b) reacção do solo; (c) momentos flectores (adaptado de Broms, 1964b)

As expressões, são então:

$$H_u = 1,5 \gamma' d L^2 K_p \quad (2.23)$$

$$M_{\max} = \frac{2}{3} H_u L \quad (2.24)$$

Do mesmo modo que para as estacas rígidas de cabeça livre, quando $M_{\max} > M_r$, é necessário recorrer às expressões relativas às estacas intermédias ou flexíveis.

2.3.2.2 – Estaca intermédia

- Estaca intermédia de cabeça fixa:

O modo de rotura de estacas intermédias de cabeça fixa está representado na figura 2.18.

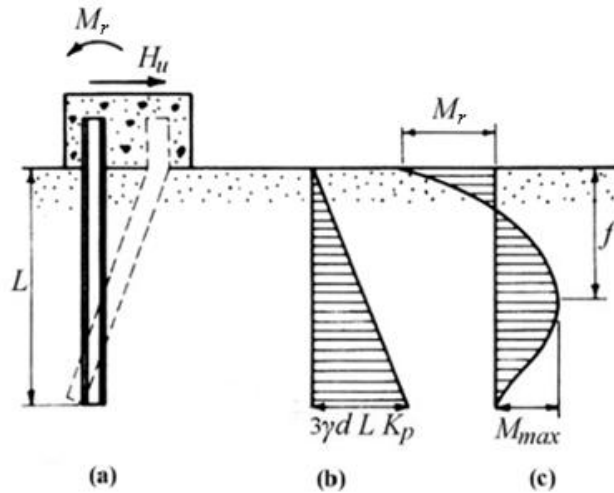


Figura 2.18 – Estaca intermédia de cabeça fixa em solo incoerente: (a) deformada; (b) reacção do solo; (c) momentos flectores (adaptado de Broms, 1964a)

Na rotura ocorre a formação de uma rótula plástica na ligação do maciço com a estaca. Para esta situação o autor apresenta duas expressões para a cálculo de H_u , sendo estas:

$$H_u = \frac{0,5 \gamma' d L^3 K_p - M_r}{L} \quad (2.25)$$

$$f = 0,82 \sqrt{\frac{H_u}{d K_p \gamma'}} \quad (2.26)$$

Tal como anteriormente para os casos de estacas rígidas, quando $M_{max} > M_r$ é necessário recorrer às expressões relativas às estacas flexíveis.

2.3.2.3 – Estaca flexível (longa)

- Estaca flexível de cabeça livre:

O modo de rotura para uma estaca flexível de cabeça livre verifica-se quando ocorre formação de uma rótula plástica na zona de momento flector máximo na estaca, figura 2.19.

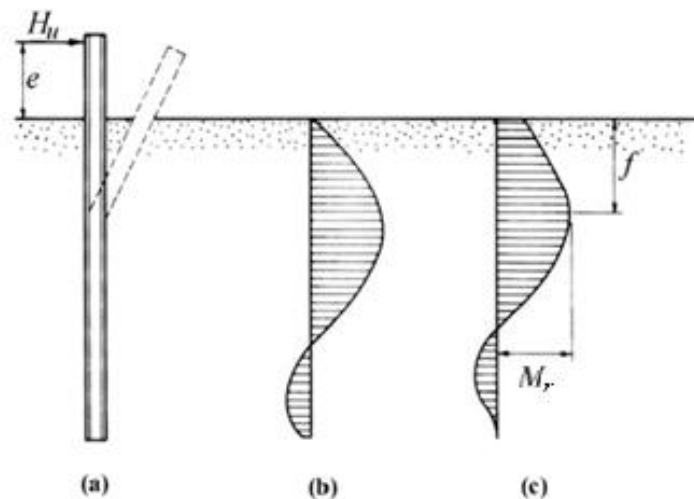


Figura 2.19 – Estaca flexível de cabeça livre em solo incoerente: (a) deformada; (b) reacção do solo; (c) momentos flectores (adaptado de Broms, 1964b)

Broms (1964b) apresenta neste caso duas expressões para a cálculo de H_u , sendo estas:

$$f = 0,82 \sqrt{\frac{H_u}{d K_p \gamma'}} \quad (2.27)$$

$$H_u = \frac{M_r}{e + \frac{2}{3} f} \quad (2.28)$$

- Estaca flexível de cabeça fixa:

No caso de estacas flexíveis de cabeça fixa, o modo de rotura corresponde à formação de duas rótulas plásticas, sendo uma na ligação da estaca com o maciço e a outra a uma profundidade f , figura 2.20.

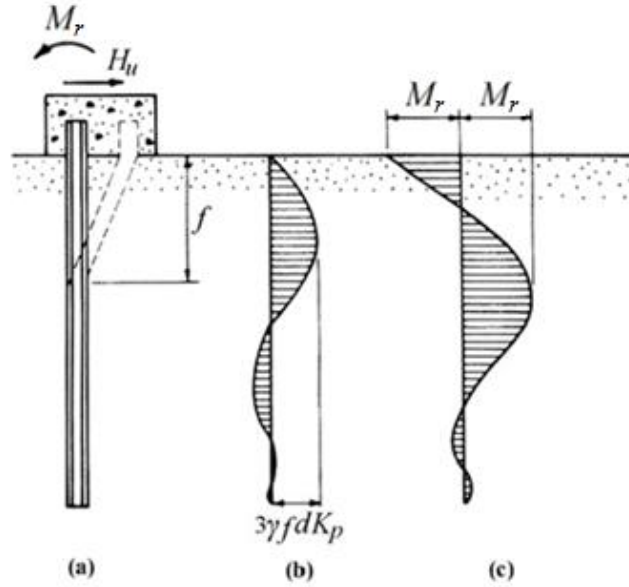


Figura 2.20 – Estaca flexível de cabeça fixa em solo incoerente: (a) deformada; (b) reacção do solo; (c) momentos flectores (adaptado de Broms, 1964b)

Desta forma, o autor apresenta as seguintes duas expressões para a estimativa de H_u para estacas flexíveis de cabeça fixa, sendo estas:

$$f = 0,82 \sqrt{\frac{H_u}{d K_p \gamma}} \quad (2.29)$$

$$H_u = \frac{2 M_r}{\frac{2}{3} f} \quad (2.30)$$

2.3.2.4 – Ábacos de Broms para solos incoerentes

No caso de solos incoerentes, Broms (1964b) elaborou também dois ábacos através das expressões anteriores, tendo a finalidade de simplificar a resolução de um dado problema para cada tipo de estaca (rígida e flexível). Estes ábacos são apresentados nas figuras 2.21 e 2.22.

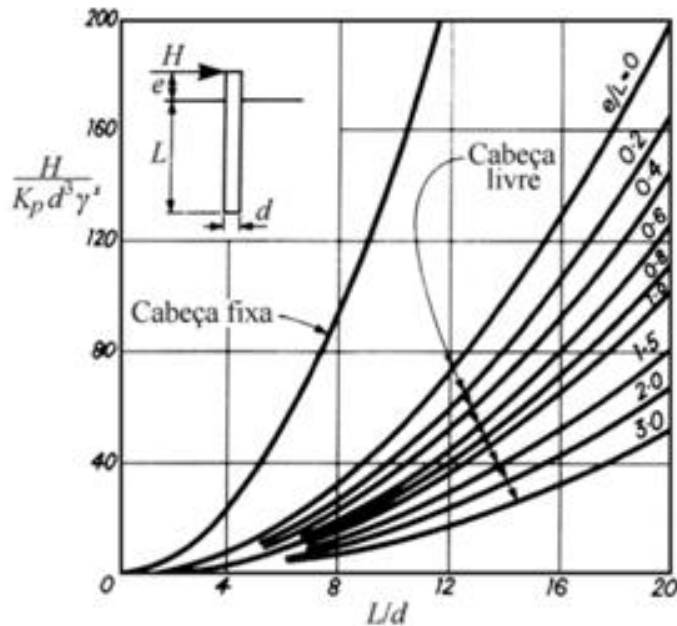


Figura 2.21 – Ábaco para estimativa da carga última para estacas rígidas em solos incoerentes (adaptado de Broms, 1964b)

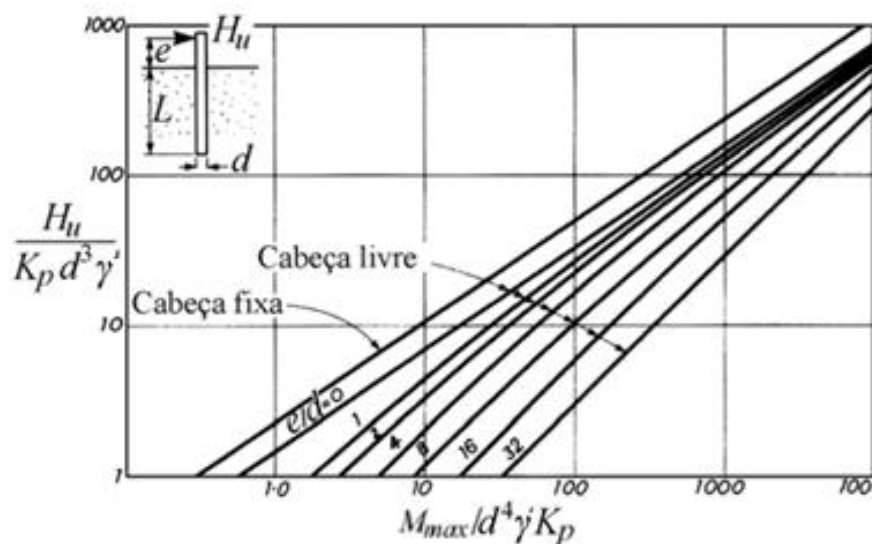


Figura 2.22 – Ábaco para estimativa da carga última para estacas flexíveis em solos incoerentes (adaptado de Broms, 1964b)

2.4 – Considerações finais

No âmbito do presente capítulo foram apresentados dois métodos, Hansen (1961) e Broms (1964a; 1964b) para o cálculo da carga última de estacas carregadas horizontalmente. É de salientar que existem na bibliografia da especialidade vários outros métodos, desenvolvidos por vários autores, como por exemplo, Petrasovits e Award (1972), Poulos e Davis (1980), Meyerhof et al.(1981), Fleming et al. (1992) e Prasad e Chari (1999). Contudo, da aplicação destes métodos podem resultar valores bastante dispares, uma vez que todos têm as suas particularidades de implementação.

De entre os métodos apresentados neste capítulo, apenas será utilizado no decorrer desta dissertação o método de Broms, (1964a; 1964b), considerado um método clássico e de uso expedito. É o método mais adequado às estacas e condições de solos a estudar, sendo aquelas estacas flexíveis, de cabeça livre em solos coerentes e incoerentes.

Capítulo 3

Reacções últimas no solo tendo por base propostas de implementação de curvas p - y

3.1 – Introdução

O presente capítulo apresenta propostas de diferentes autores baseadas nas habitualmente designadas curvas p - y , cujo traçado envolve a necessidade de definir reacções últimas no solo. De facto, as curvas p - y são usadas essencialmente para analisar a resposta de estacas sujeitas a carregamento horizontal numa perspectiva de análise em tensão/deformação, traduzindo, na opinião de Portugal (1992) uma boa aproximação à realidade, sendo bastante simples e económicas de implementar.

Como no âmbito do presente trabalho apenas se pretende fazer uso das diferentes propostas no que se refere à forma como cada autor define, para cada tipo de solo, a variação das reacções últimas, aquelas não são exaustivamente apresentadas. Assim, são apresentados alguns métodos para obtenção de curvas p - y , nomeadamente os métodos de Matlock (1970), Reese et al. (1975) e Sullivan et al. (1980) para solos coerentes e o método de Reese et al. (1974) para solos incoerentes. Desta forma, será então possível a comparação dos valores obtidos para a carga última horizontal usando uma “marcha de cálculo” idêntica à usado por Broms (1964a; 1964b) e comparar com os valores obtidos usando a versão original deste autor.

Segundo Sullivan et al. (1980), no caso de carregamentos axiais as estacas podem ser estudados utilizando métodos estáticos simplificados mas, no caso de carregamentos horizontais, isto já não é possível devido ao facto destes envolverem soluções baseadas em equações diferenciais de quarta

ordem. A solução tem de respeitar as condições de fronteira estáticas e condições de fronteira cinemáticas e a solução torna-se ainda mais complicada devido à resposta não linear do solo.

A equação diferencial a ser resolvida, que provém da teoria convencional das vigas em meio elástico, é então

$$EI \frac{\partial^4 y}{\partial z^4} + N \frac{\partial^2 y}{\partial z^2} - p = 0 \quad (3.1)$$

onde EI é o módulo de flexibilidade da estaca, N é a carga axial de compressão, y é o deslocamento horizontal e p é a reacção do solo (Sullivan et al., 1980).

A equação (3.1) pode ser resolvida com o auxílio de programas de cálculo automático, sendo que métodos não lineares para atender à resposta não linear do solo podem ser implementadas para obter soluções aceitáveis. As curvas p - y constituem uma “versão melhorada” do modelo de Winkler, onde a variação de p com y é linear e é caracterizada através de um único parâmetro denominado módulo de reacção do solo.

As curvas p - y podem ser apresentadas em gráficos que relacionam a reacção do solo com o deslocamento lateral da estaca, sendo que, na figura 3.1, está representada uma curva p - y típica.

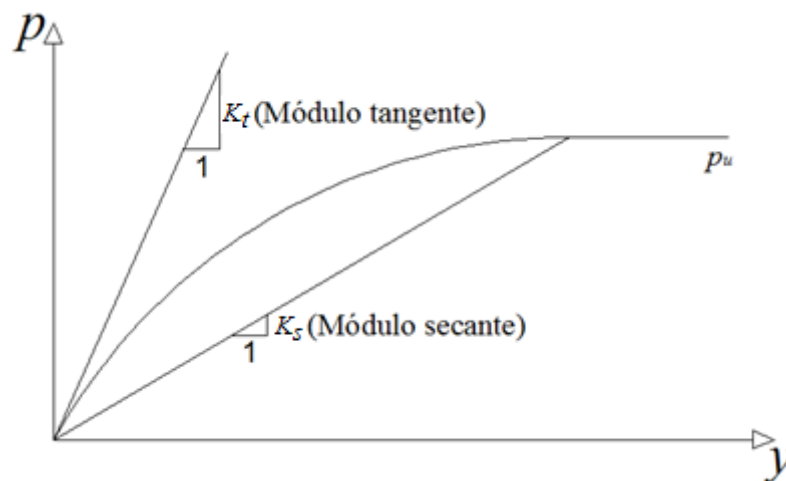


Figura 3.1 – Curva p - y típica (adaptado Reese et al., 1974)

A resolução do problema de estacas carregadas horizontalmente pode ser baseada em pressupostos do modelo de Winkler, onde o solo de fundação é substituído por um conjunto de molas não lineares, onde o efeito causado pela acção externa numa mola não afectará a mola adjacente a esta, sendo que as

curvas p - y dependem do tipo de solo existente. A resposta das molas para baixos níveis de deformação pode ser representada pela seguinte equação:

$$p = -K_t y \quad (3.2)$$

onde K_t é o módulo de reacção tangente do solo, dado pela inclinação da tangente à curva p - y .

O sinal negativo na expressão (3.2) indica que o sentido da reacção do terreno é sempre oposto ao do deslocamento horizontal sofrido pela estaca, o que aliás é também admitido na formulação de Winkler (Portugal, 1992).

Na figura 3.2 é apresentado o aspecto típico das curvas das reacções do terreno para cada valor de acção horizontal.

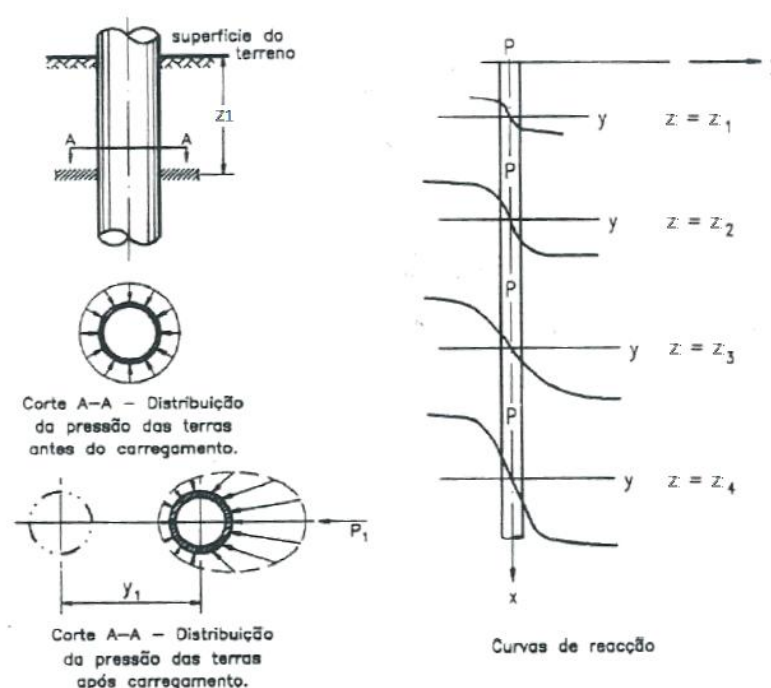


Figura 3.2 – Curvas de reacção tipo (adaptado de Reese et al., 1974)

Sabendo que o modelo de Winkler corresponde a um comportamento traduzido por uma recta tangente à curva p - y na origem do sistema de eixos coordenados, na figura 3.1, pode admitir-se que o modelo se aproxima então adequadamente à fase inicial do carregamento, sendo que para Terzaghi (1955), esta aproximação é apenas aceitável para valores de p que não ultrapassem metade do valor da resistência lateral última do solo, p_u (Portugal, 1992).

Deste modo, para Matlock e Reese (1960), quando se pretende estudar casos com valores de p próximos de p_u , o módulo de reacção do terreno deixa de depender apenas da profundidade e da dimensão transversal da estaca, passando a depender do valor de deslocamento, ou seja, passa a ser função do comprimento e da rigidez da própria estaca, da rigidez do terreno e da maneira como é aplicada o carregamento exterior (Varatojo, 1986).

A hipótese de Winkler, ao admitir o módulo de reacção independente da reacção no contacto, torna-se claramente grosseira e há necessidade de reformular a expressão (3.2), sendo que neste caso, o módulo de reacção do terreno é caracterizado pela seguinte relação

$$p = -K_s y \quad (3.3)$$

onde K_s é o módulo de reacção secante do solo definido em termos da inclinação da secante representado na figura 3.1.

3.2 – Métodos para definição de curvas p - y

Actualmente, existem na bibliografia vários métodos para traçado de curvas p - y , baseando-se todos nos princípios básicos da formulação de Winkler. Estes métodos tentam estabelecer uma correlação entre os resultados de ensaios laboratoriais com o traçado das respectivas curvas (Portugal, 1992). Desta forma, aquando da aplicação de determinado método a um dado caso concreto, este deve coincidir genericamente com as condições e os parâmetros de base utilizados no seu desenvolvimento, de forma a obterem-se resultados finais satisfatórios.

Tendo sido explicado anteriormente que as curvas p - y dependem do módulo de reacção do solo, estas curvas vão depender igualmente de outros parâmetros que vão influenciar esta grandeza, tais como, a dimensão e forma da secção transversal da estaca, as relações tensão/deformação do solo, a taxa de aplicação do carregamento exterior, a natureza da acção aplicada, a rigidez à flexão da estaca, o tipo de terreno, os parâmetros de resistência de corte do terreno, o efeito de sobrecargas no terrapleno, o posicionamento do nível freático, a tensão de confinamento, o modo de deformação e fenómenos de consolidação e fluência do solo (Varatojo, 1986).

3.2.1 – Definição de curvas p - y para solos coerentes

Para o caso dos solos coerentes, os métodos de definição de curvas p - y baseiam-se em parâmetros da resistência não drenada do solo, c_u , e na deformação que corresponde a metade da diferença entre as tensões máximas no colapso, ε_{50} , (Portugal, 1992).

No desenvolvimento das curvas p - y , muitos autores sentiram a necessidade de considerar dois tipo de solos coerentes, nomeadamente, as argilas moles e as argilas rijas, uma vez que, a resposta a um dado carregamento horizontal pode ser bastante diferente. Para tal, Matlock (1970) afirma que o ponto de transição entre os dois tipo de argilas se situa para valores de c_u de 95,8 kPa, sendo que as argilas moles se situam para valores inferiores a este ponto de transição e as argilas rijas para valores de c_u superiores.

Desta forma, são apresentados de seguida três procedimentos distintos para definição de curvas p - y para solos coerentes, nomeadamente o método de Matlock (1970) para argilas moles, o método de Reese et al. (1975) para argilas rijas e, finalmente, o método unificado de Sullivan (1980) para os solos coerentes em geral.

3.2.1.1 – Método de Matlock para argilas moles

No desenvolvimento das curvas p - y para argilas moles, Matlock (1970) procedeu a ensaios de campo recorrendo a estacas cilíndricas metálicas, sendo estas cravadas com tubo aberto de diâmetro 325mm e comprimento total de 12,5m. Os ensaios decorreram perto do Lake Austin e Sabine Pass, nos Estados Unidos da América, sendo que os terrenos eram constituídos por argilas onde c_u foi tomado igual a 38 kPa e 14 kPa, respectivamente.

Para os ensaios de carga *in situ*, Matlock considerou três tipos de ensaios, sendo que estes se diferenciavam pelo tipo de carregamento imposto: estático de curta duração, estático cíclico com recarga superior ao máximo anterior e estático cíclico com recarga inferior à força máxima antes atingida (Portugal, 1992).

Desta forma, Matlock (1970) elaborou um conjunto de procedimentos a ter em conta, sendo estes descritos de forma sintética nos parágrafos que se seguem.

3.2.1.1.1 – Carregamento estático de curta duração

- a) Necessário obter uma estimativa de variação de c_u e γ' com a profundidade e o valor da deformação que corresponde a metade da diferença entre as tensões máximas na rotura, ε_{50} . Se tal não for possível, é sugerido a utilização da tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Valores de ε_{50} recomendados para argilas moles por Matlock (1970)

Tipo de argila	ε_{50}
Mole	0,020
Média	0,010
Rija	0,005

- b) Calcular a profundidade crítica, z_r , obtido pela expressão:

$$z_r = \frac{6 d}{\frac{\bar{\gamma} d}{c_u} + 0,5} \quad (3.4)$$

onde $\bar{\gamma}'$ é o peso volúmico submerso médio do solo até à profundidade da curva p - y .

- c) Calcular o valor de p_u obtido como o menor valor resultante das duas expressões apresentadas:

$$p_u = \left\{ 3 + \frac{\bar{\gamma}'}{c_u} z + \frac{0,5}{d} z \right\} c_u d \quad (3.5)$$

$$p_u = 9 c_u d \quad (3.6)$$

- d) Obter o deslocamento horizontal correspondendo a metade do valor de reacção última, y_{50} , dado por:

$$y_{50} = 2,5 \varepsilon_{50} d \quad (3.7)$$

e) Traçar a curva p - y , figura 3.3, definida pela expressão:

$$\begin{cases} \frac{p}{p_u} = 0,5 \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{1/3} & ; \quad y \leq 8y_{50} \\ \frac{p}{p_u} = 1 & ; \quad y > 8y_{50} \end{cases} \quad (3.8)$$

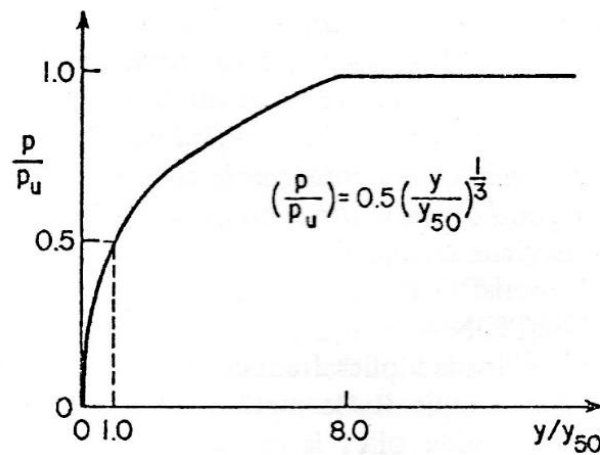


Figura 3.3 – Curva p - y proposta para argilas moles (Matlock, 1970)

3.2.1.1.2 – Carregamento estático cíclico

Ainda que no âmbito do presente trabalho este tipo de carregamento não interesse, apresenta-se de seguida a correspondente “marcha de cálculo” para efeitos apenas de observação das diferenças.

- Construir o gráfico, para valores de p inferiores que $0,72 p_u$, da mesma forma que para carregamentos estáticos de curta duração.
- Se a profundidade z da curva p - y é inferior ou igual a z_r , então

$$p = 0,72 p_u \quad (3.9)$$

para todos os valores de y maiores que $3 y_{50}$.

- c) Se a profundidade z da curva p - y é superior a z_r , então o valor de p decresce de $0,72 p_u$ correspondendo a valores de $3 y_{50}$ para valores dados pela expressão seguinte:

$$p = 0,72 p_u \left(\frac{z}{z_r} \right) \quad (3.10)$$

a profundidades maiores que $15 y_{50}$.

O valor de p mantém-se constante para valores de y maiores de que $15 y_{50}$.

- d) O traçado da curva p - y característica está representado na figura 3.4.

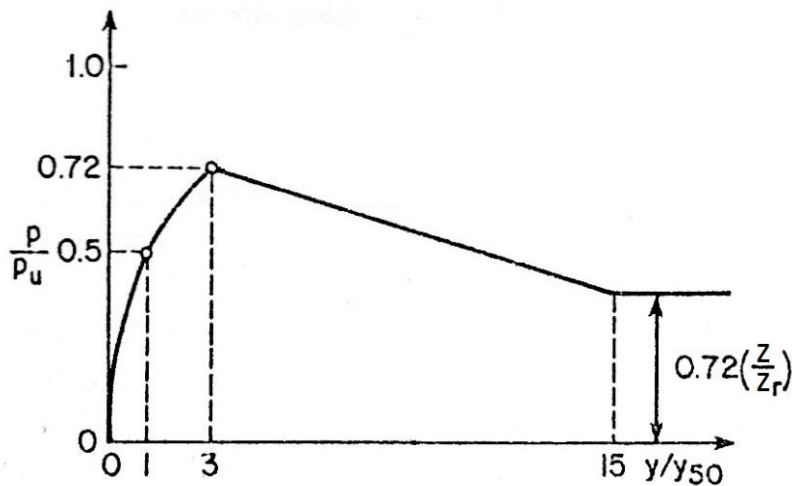


Figura 3.4 – Curva p - y proposta para argilas moles (Matlock, 1970)

3.2.1.2 – Método de Reese et al. para argilas rijas

No caso de argilas rijas, Reese et al. (1975) apresentam um método de desenvolvimento das curvas p - y bastante parecido com o anterior de Matlock (1970).

Os autores procederam a um único ensaio de carga lateral em Houston, Estados Unidos da América. Este baseou-se na realização de um ensaio em verdadeira grandeza de uma estaca de betão moldada *in situ*, de comprimento total de 12,8 m e diâmetro de 762 mm, sendo esta instrumentada com extensómetros eléctricos de resistência. O solo no local do ensaio era constituído na camada superior por argilas rijas, da Idade do Plistoceno, localmente conhecido como Beaumont Clay, aproximadamente até 6m de profundidade, camada esta considerada como a mais relevante no

comportamento de estacas carregadas lateralmente, apresentando um valor médio de c_u de 110 kPa. Na data do ensaio o nível freático encontrava-se a 5,5m de profundidade (Reese et al., 1975).

Desta forma, os autores elaboraram um conjunto de procedimentos a ter em conta, sendo estes descritos nos parágrafos que se seguem.

3.2.1.2.1 – Carregamento estático de curta duração

- a) Necessário obter uma estimativa de c_u e γ' com a profundidade e o valor de ε_{50} . Se tal não for possível, é sugerido a utilização da tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Valores de ε_{50} recomendados para argilas rijas (Reese et al., 1975)

c_u (kPa)	50 - 100	100 - 200	200 - 400
ε_{50}	0,007	0,005	0,004

- b) Calcular o valor da resistência não drenada média ao longo da profundidade z , $\overline{c_u}$.
- c) Fixar um valor de z e calcular o valor de p_u obtido como o menor valor resultante das duas expressões abaixo apresentadas:

$$p_u = \left\{ 2 + \frac{\overline{\gamma'}}{\overline{c_u}} z + \frac{2,83}{d} z \right\} \overline{c_u} d \quad (3.11)$$

$$p_u = 11 c_u d \quad (3.12)$$

- d) Estabelecer o primeiro troço recto da curva p - y

$$p = -K_s y \quad (3.13)$$

onde K_s representa o módulo de reacção secante do solo, podendo utilizar-se a tabela 3.3 para obter valores de K_s .

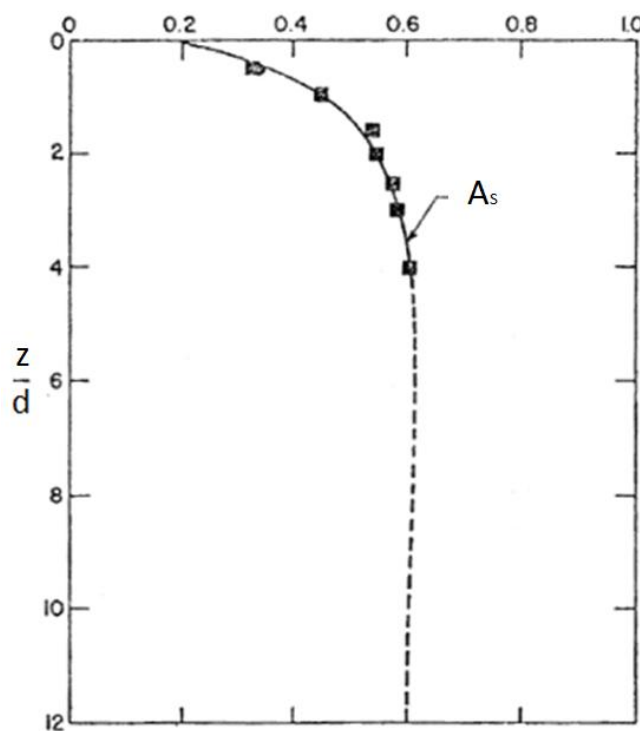
Tabela 3.3 – Valores de K_s recomendados para argilas rijas (Reese et al., 1975)

c_u (kPa)	50 - 100	100 - 200	200 - 400
K_s (estático) (MN/m ³)	135	270	540

e) Obter o valor de y_{50} dado por

$$y_{50} = \varepsilon_{50} d \quad (3.14)$$

f) Escolher um valor apropriado da figura 3.5 para o parâmetro empírico de A_s .


Figura 3.5 – Valor do parâmetro A_s (adaptado de Reese et al., 1975)

g) Estabelecer o primeiro troço parabólico da curva p - y pela expressão

$$p = 0,5 p_u \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{1/2} \quad (3.15)$$

A expressão 3.15 deve ser definida a partir do ponto de intersecção com a recta da expressão 3.13 (ver figura 3.3) até ao ponto onde

$$y = A_s y_{50} \quad (3.16)$$

h) Estabelecer o segundo troço parabólico da curva p - y pela expressão

$$p = 0,5 p_u \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{\frac{1}{2}} - 0,055 p_u \left(\frac{y}{A_s y_{50}} - 1 \right)^{\frac{5}{4}} \quad (3.17)$$

A expressão 3.17 deve ser usada a partir do ponto de intersecção com a curva definida pela expressão 3.16 até ao ponto onde

$$y = 6 A_s y_{50} \quad (3.18)$$

i) Estabelecer o troço recto seguinte da curva p - y pela expressão

$$p = 0,5 p_u (6 A_s)^{\frac{1}{2}} - 0,411 p_u - 0,0625 \left(\frac{p_u}{y_{50}} \right) (y - 6 A_s y_{50}) \quad (3.19)$$

A expressão 3.19 deve ser usada a partir do ponto de intersecção com a curva definida pela expressão 3.18 até ao ponto onde

$$y = 18 A_s y_{50} \quad (3.20)$$

j) Estabelecer o último troço recto da curva p - y pela expressão

$$p = 0,5 p_u (6 A_s)^{\frac{1}{2}} - 0,411 p_u - 0,75 p_u A_s \quad (3.21)$$

A expressão 3.21 deve ser usada entre o ponto de intersecção com a curva definida pela expressão 3.20 para todos os valores de y superiores a $18A_s y_{50}$.

k) Os passos do procedimento estão apresentados na figura 3.6.

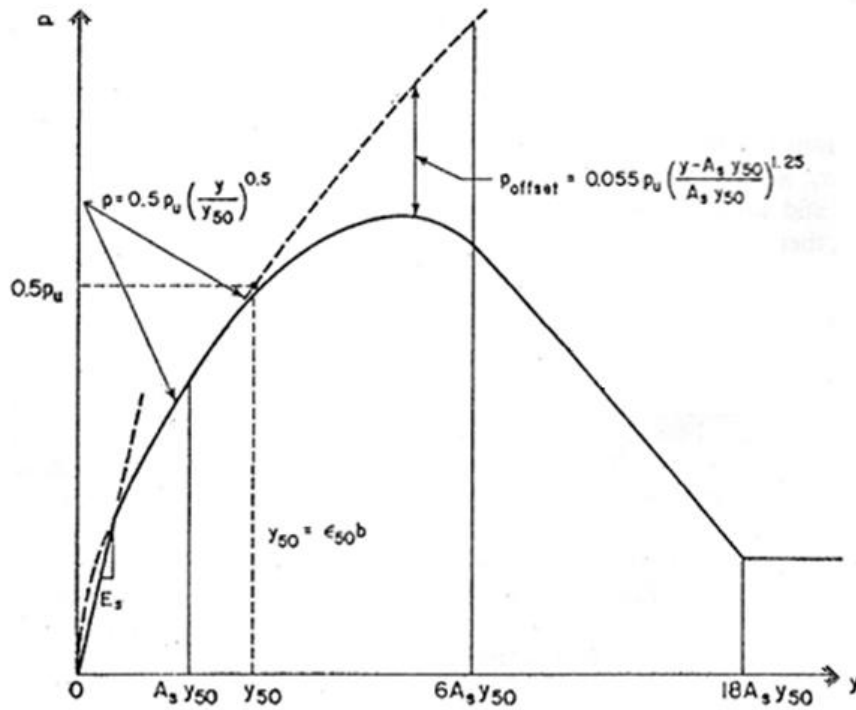


Figura 3.6 – Curva p - y característica para carregamentos estáticos de curta duração (adaptado de Reese et al., 1975)

3.2.1.2.2 – Carregamento estático cíclico

Também neste caso, e apenas para efeitos de comparação das curvas resultantes, apresenta-se de seguida a “marcha de cálculo” para carregamento horizontal estático cíclico.

- No caso dos carregamentos estáticos cíclicos, é necessário igualmente obter uma estimativa de c_u e γ' com a profundidade. É também necessário obter o valor de ϵ_{50} . Se tal não for possível, é sugerido a utilização da tabela 3.2, anteriormente apresentada.
- Calcular o valor de $\overline{c_u}$ ao longo da profundidade z .
- Fixar um valor de z e calcular o valor de p_u , o qual deve ser tomado como o menor valor obtido através das duas expressões abaixo apresentadas:

$$p_u = \left\{ 2 + \frac{\overline{\gamma'}}{\overline{c_u}} z + \frac{2,83}{d} z \right\} \overline{c_u} d \quad (3.22)$$

$$p_u = 11 \overline{c_u} d \quad (3.23)$$

- d) Escolher um valor apropriado da figura 3.7 para o parâmetro empírico A_c .

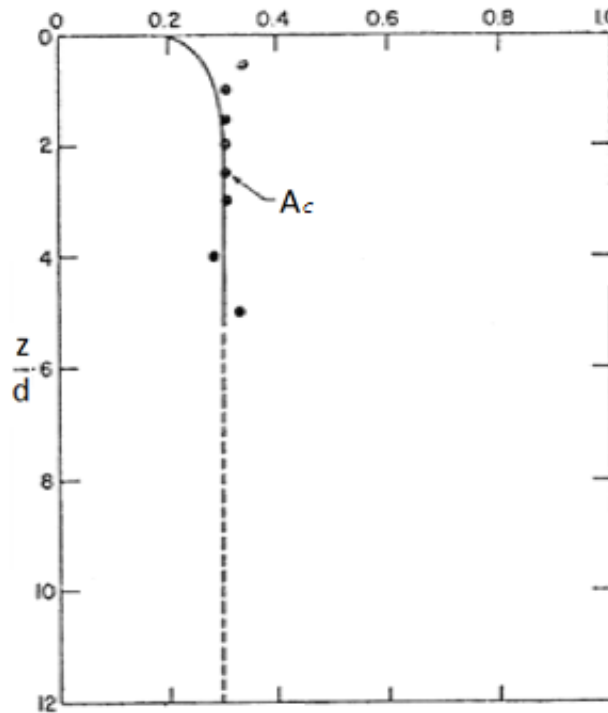


Figura 3.7 – Valor do parâmetro A_c (adaptado de Reese et al., 1975)

- e) Estabelecer o primeiro troço recto da curva p - y (ver figura 3.8).

$$p = -K_c y \quad (3.24)$$

Utilizar a tabela 3.4 para obter valores do módulo de reacção do solo para carregamentos cíclicos, K_c .

Tabela 3.4 – Valores de K_c recomendados para argilas rijas (Reese et al., 1975)

c_u (kPa)	50 - 100	100 - 200	200 - 400
K_c (cíclico) (MN/m ³)	55	110	220

- f) Obter o valor de y_{50} e o valor do deslocamento horizontal na transição do ponto da curva p - y para carregamentos cíclicos em argilas rijas, y_p , dado por:

$$y_{50} = \varepsilon_{50} d \quad (3.25)$$

$$y_p = 4,14 A_c y_{50} \quad (3.26)$$

- g) Estabelecer o primeiro troço parabólico da curva p - y pela expressão

$$p = A_c p_u \left[1 - \left(\frac{y - 0,45 y_p}{0,45 y_p} \right)^{5/2} \right] \quad (3.27)$$

A expressão 3.27 deve ser utilizada entre o ponto de intersecção com a recta da expressão 3.24 até ao ponto onde

$$y = 0,6 y_p \quad (3.28)$$

- h) Estabelecer o segundo troço recto da curva p - y pela expressão

$$p = 0,936 A_c p_u - 0,085 \left(\frac{p_u}{y_p} \right) (y - 0,6 y_p) \quad (3.29)$$

A expressão 3.29 deve ser definida entre o ponto definido pela expressão 3.28 até ao ponto onde

$$y = 1,8 y_p \quad (3.30)$$

- i) Estabelecer o último troço recto da curva p - y pela expressão

$$p = 0,936 A_c p_u - 0,102 \left(\frac{p_u}{y_p} \right) y_p \quad (3.31)$$

A expressão 3.31 deve ser definida entre o ponto definido pela expressão 3.30, para todos os valores superiores a y .

- j) Os passos do procedimento estão apresentados na figura 3.8.

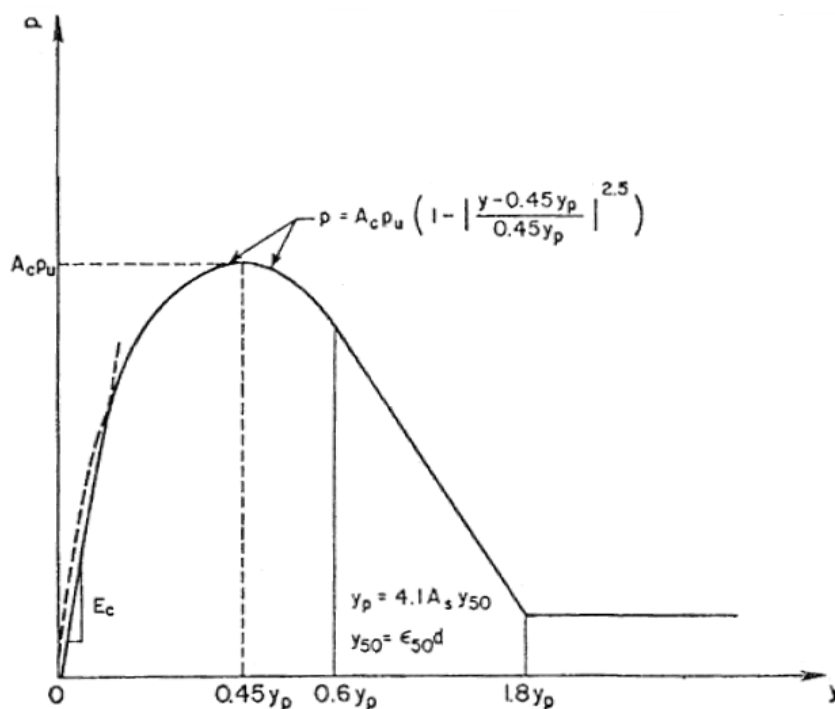


Figura 3.8 – Curva p - y característica para carregamentos estáticos cíclicos (adaptado de Reese et al., 1975)

3.2.1.3 – Método de Sullivan et al. para solos coerentes

Os dois métodos apresentados anteriormente para solos coerentes foram desenvolvidos tendo por objectivo principal a obtenção de esforços e de deformações em estacas carregadas horizontalmente. Estes métodos foram fundamentados através de um número limitado de ensaios de carga e de ensaios de caracterização mecânica dos maciços terrosos envolvidos.

Posteriormente, com o objectivo de generalizar e melhorar os métodos anteriores, Sullivan et al. (1980) desenvolveram um método unificado para os solos coerentes, de modo a poder facultar aos projectistas um método mais fiável, tendo por base trabalho experimental onde as propriedades dos solos coerentes eram diferentes daquelas que serviram a Matlock (1970) e Reese et al. (1975).

Os autores, assim sendo, elaboraram um conjunto de procedimentos para o traçado de curvas p - y , sendo este descrito nos pontos seguintes:

- a) Inicialmente é necessário obter uma estimativa de c_u e γ' com a profundidade. É também necessário obter o valor de ε_{50} e, tal não for possível, é sugerido a utilização da tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Valores de ε_{50} recomendados para o método unificado (Sullivan et al., 1980)

c_u [kPa]	ε_{50}
12 - 25	0,02
25 - 50	0,01
50 - 100	0,007
100 - 200	0,005
200 - 400	0,004

- b) Calcular o valor de $\overline{c_u}$ ao longo da profundidade z .
- c) Fixar um valor de z e calcular o valor de p_u , o qual deve ser tomado como o menor valor obtido através das três expressões abaixo apresentadas

$$p_u = \left\{ 2 + \frac{\overline{\gamma'}}{\overline{c_u}} z + \frac{0,833}{d} z \right\} \overline{c_u} d \quad (3.32)$$

$$p_u = \left\{ 3 + \frac{0,5}{d} z \right\} c_u d \quad (3.33)$$

$$p_u = 9 c_u d \quad (3.34)$$

A equação 3.33 é semelhante à equação 3.5 proposta por Matlock, apesar de o termo que envolve o peso volúmico submerso ser omitido.

- d) Estabelecer o primeiro troço recto da curva p - y (ver figura 3.9)

$$p = -(K_s)_{\max} y \quad (3.35)$$

onde $(K_S)_{max}$ é valor máximo do módulo de reacção do solo para carregamentos estáticos. Quando não existe um método para avaliação deste parâmetro, o valor de $(K_S)_{max}$ pode ser estimado utilizando a seguinte equação:

$$(K_S)_{max} = k_h z \quad (3.36)$$

Na tabela 3.6 estão representados valores do coeficiente de reacção horizontal do solo, k_h , propostos pelos autores em função da resistência não drenada do solo, c_u .

Tabela 3.6 – Valores de k_h recomendados para o método unificado (Sullivan et al., 1980)

c_u [kPa]	k_h [MN/m ³]
12 - 25	8
25 - 50	27
50 - 100	80
100 - 200	270
200 - 400	800

- e) Estabelecer o troço parabólico da curva p - y pela expressão

$$p = 0,5 p_u \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{1/3} \quad (3.37)$$

- f) Obter o valor de y_{50} dado por

$$y_{50} = A \varepsilon_{50} d \quad (3.38)$$

onde A é o coeficiente empírico utilizado para definir a forma da curva p - y e que pode ser obtido na tabela 3.7.

- g) A resistência lateral do solo, p_R , após elevada deformação é dada pelo menor valor das seguintes expressões

$$p_R = p_u \left[F + (1 - F) \frac{z}{12 d} \right] \quad \text{para} \quad z < 12 d \quad (3.39)$$

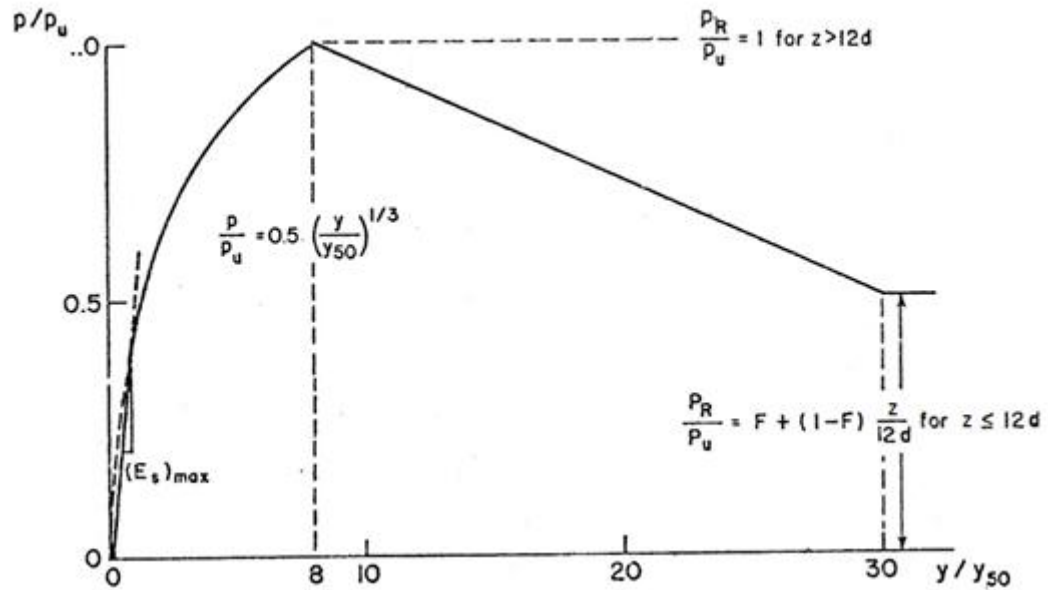
$$p_R = p_u \quad \text{para} \quad z \geq 12 d \quad (3.40)$$

Na tabela 3.7 são apresentados os valores dos coeficientes empíricos A e F . O coeficiente empírico F é utilizado para exprimir a deterioração da resistência do solo para grandes deformações e carregamentos estáticos de curta duração. Estes coeficientes foram obtidos de forma empírica a partir dos resultados dos ensaios de carga realizados nas localidades de Sabine e Manor.

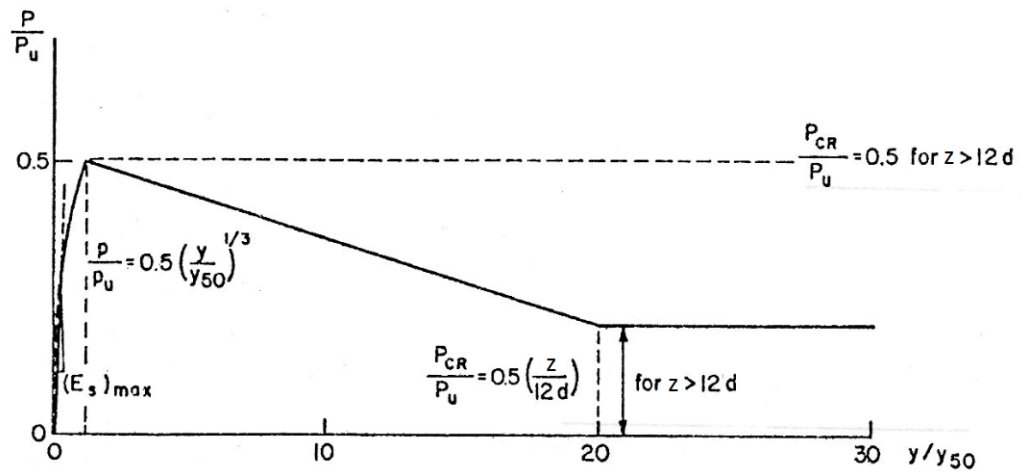
Tabela 3.7 – Valores dos coeficientes empíricos A e F recomendados para o método unificado (Sullivan et al., 1980)

Local	Sabine	Manor
Descrição da argila	Inorgânico, intacto $\overline{c_u} = 15 \text{ kPa}$ $\varepsilon_{50} = 0,007$ $OCR \approx 1$ $S_r \approx 2$ $LL = 92$ $IP = 68$	Inorgânico, bastante fissurado $\overline{c_u} \approx 115 \text{ kPa}$ $\varepsilon_{50} = 0,005$ $OCR > 10$ $S_r \approx 1$ $LL = 77$ $IP = 60$
A	2,5	0,35
F	1,0	0,5
onde: OCR – grau de sobreconsolidação S_r – grau de saturação LL – limite de liquidez IP – índice de plasticidade		

k) Os passos do procedimento estão apresentados na figura 3.9.



No caso de carregamentos estáticos cíclicos, figura 3.10, existe um decréscimo na resistência do solo devido ao carregamento cíclico, o que é consistente com a recomendação equivalente no método de Matlock (1970).



3.2.2 – Método de Reese et al. para solos incoerentes

No caso dos solos incoerentes, as propostas para traçado das curvas p - y baseiam-se genericamente em parâmetros do solo, respectivamente, ângulo de resistência ao corte do solo, ϕ' , e da constante de reacção horizontal do solo, n_h , habitualmente designada por taxa de variação do coeficiente de reacção em profundidade.

Ao contrário do verificado nos solos coerentes, não existem na bibliografia métodos que façam distinção consoante as características específicas deste tipo de solos, tais como, a compacidade ou a ordem de grandeza do ângulo de resistência ao corte.

O método apresentado por Reese et al. (1974) baseia-se, como nos casos anteriores, em ensaios de carga de estacas, a partir dos quais foi desenvolvido pelos autores um método para definição de curvas p - y para solos incoerentes. Para a realização destes ensaios foram utilizadas estacas metálicas ocas com diâmetro de 0,61m, 9,5mm de espessura e comprimentos totais de 21m. As estacas foram cravadas no terreno submerso com recurso a tubo aberto, variando de areias finas e areias finas siltosas. Os valores de ϕ' e γ' considerados, foram respectivamente, 39° e 10,4 kN/m³ (Portugal, 1992).

Os autores, como no caso dos solos coerentes, elaboraram um conjunto de procedimentos para o traçado de curvas p - y , sendo este descrito nos pontos seguintes.

- a) Efectuar ensaios de campo de forma a obter uma estimativa de ϕ' e γ' do solo.
- b) Calcular:

$$\alpha = \frac{\phi'}{2} \quad (3.41)$$

$$\beta = 45^\circ + \frac{\phi'}{2} \quad (3.42)$$

$$K_0 = 0,4 \quad (3.43)$$

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi'}{2}\right) \quad (3.44)$$

onde:

- α e β – valores de ângulos obtidos do respectivo ângulo de resistência ao corte do solo;
- K_0 – coeficiente de impulso em repouso;
- K_a – coeficiente de impulso activo.

- c) Fixar um valor de z e calcular o valor da resistência lateral última do solo junto à superfície, p_{ct} , e a resistência lateral última do solo a grandes profundidades, p_{cd} , a partir das expressões abaixo apresentadas

$$p_{ct} = \gamma' z \left[\frac{K_0 z \tan(\phi') \operatorname{sen}(\beta)}{\tan(\beta - \phi') \cos(\alpha)} + \frac{\tan(\beta)}{\tan(\beta - \phi')} (d + z \tan(\beta) \tan(\alpha)) \right] + \quad (3.45)$$

$$+ \gamma' z [K_0 z \tan(\beta') (\tan(\phi') \operatorname{sen}(\beta) - \tan(\alpha)) - K_a d]$$

$$p_{cd} = K_0 d \gamma' z [\tan^8(\beta) - 1] + K_0 d \gamma' z \tan(\phi') \tan^4(\beta) \quad (3.46)$$

- d) Calcular o valor teórico da resistência lateral última do solo, p_c ,

$$p_c = \text{menor} \{ p_{ct} ; p_{cd} \} \quad (3.47)$$

- e) Determinar o valor de p_u e o valor da resistência lateral média do solo, p_m ,

$$p_u = A_1 p_c \quad (3.48)$$

$$p_m = B_1 p_c \quad (3.49)$$

onde os coeficientes empíricos A_1 e B_1 , para carregamentos estáticos podem ser obtidos através das figuras 3.11 e 3.12, respectivamente.

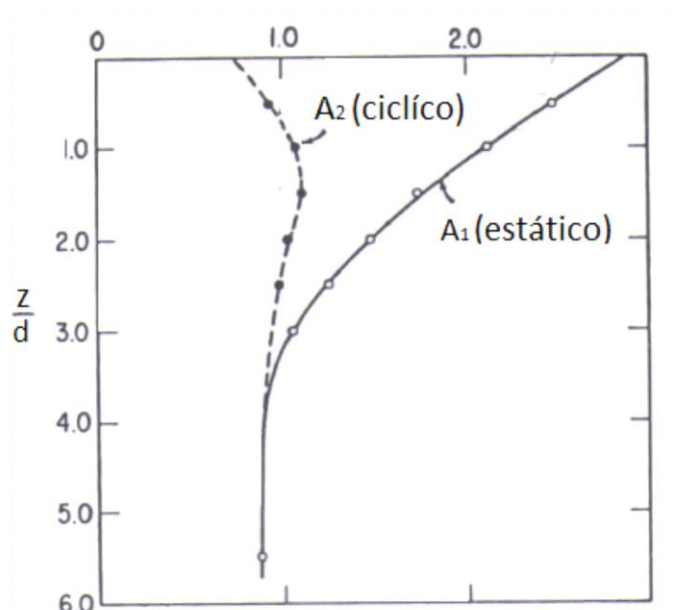


Figura 3.11 – Coeficiente empírico A_1 (adaptado de Reese et al., 1974)

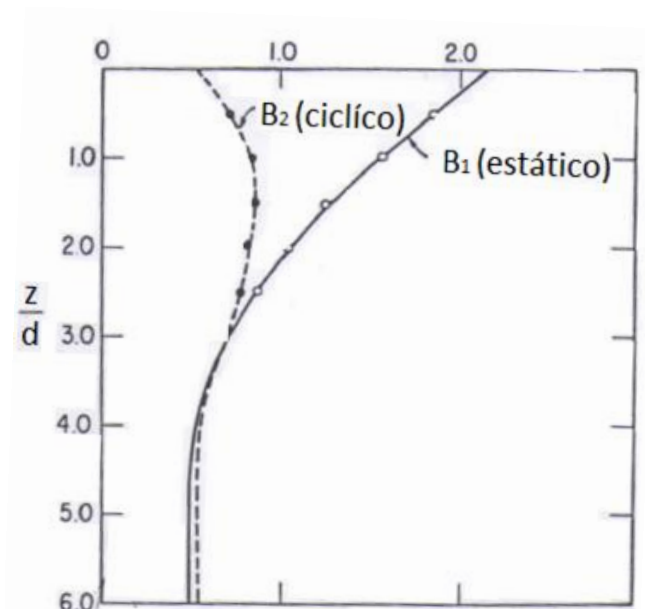


Figura 3.12 – Coeficiente empírico B_1 (adaptado de Reese et al., 1974)

- f) Determinar os deslocamentos horizontais últimos e médios da cabeça da estaca, respectivamente, y_u e y_m (ver figura 3.13),

$$y_u = \frac{3 d}{80} \quad (3.50)$$

$$y_m = \frac{d}{60} \quad (3.51)$$

- g) Calcular a inclinação da linha que une os pontos $m_m (y_m ; p_m)$ e $u_u (y_u ; p_u)$.

$$m = \frac{p_u - p_m}{y_u - y_m} \quad (3.52)$$

- h) Calcular:

$$j = \frac{p_m}{m y_m} \quad (3.53)$$

$$C = \frac{p_m}{(y_m)^{1/j}} \quad (3.54)$$

- i) Calcular o último ponto a considerar, $k_k (y_k ; p_k)$ para o traçado da curva p - y .

$$p_k = C (y_m)^{1/j} \quad (3.55)$$

$$y_k = \left(\frac{C}{n_h z} \right)^{\frac{j}{j-1}} \quad (3.56)$$

onde os valores de n_h podem ser obtidos através da consulta da tabela 3.8.

Tabela 3.8 – Valores de n_h recomendados para solos incoerentes (Reese et al., 1974)

Compacidade relativa	Solta	Média	Densa
n_h (MN/m ³)	5.4	16.3	33.9

- j) Finalmente, a partir dos pontos calculados anteriormente, é possível traçar a curva p - y do método de Reese et al. (1974) para solos incoerentes.

- Entre o ponto $k_k (y_k ; p_k)$ e a origem é traçada uma linha recta;
- Entre o ponto $k_k (y_k ; p_k)$ e $m_m (y_m ; p_m)$ é traçada uma parábola dado por:

$$p = C y^{1/j} \quad (3.57)$$

- Entre o ponto $m_m (y_m ; p_m)$ e $u_u (y_u ; p_u)$ é novamente traçada uma linha recta;
- Finalmente, a partir do ponto $u_u (y_u ; p_u)$ é traçada uma linha horizontal.

k) O traçado final da curva p - y tipo resultante da utilização deste método pode ser visualizado através da figura 3.13.

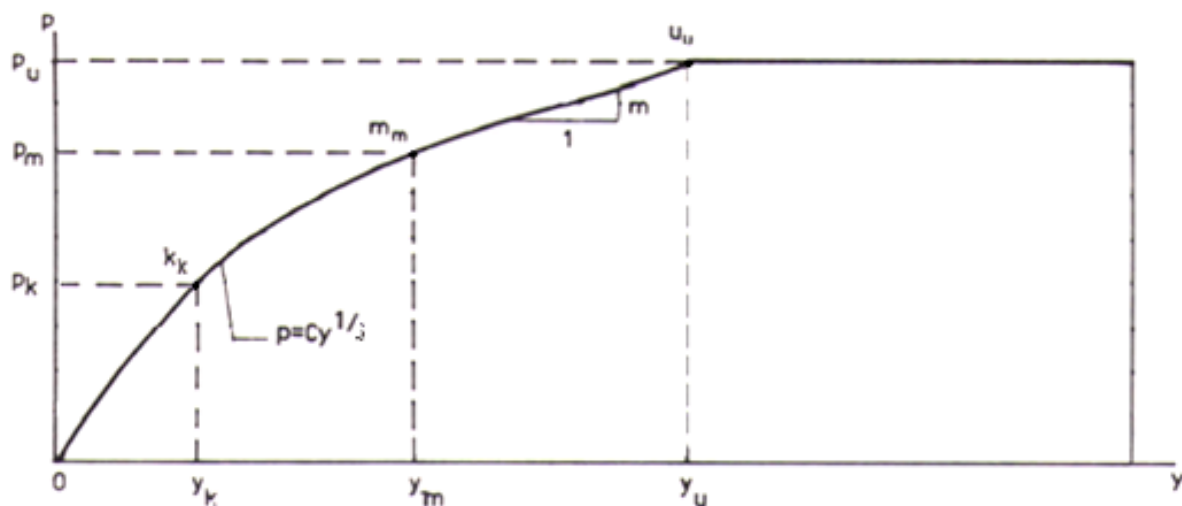


Figura 3.13 – Curva p - y característica para o método de Reese et al. para solos incoerentes (adaptado de Portugal, 1992)

3.3 – Considerações finais

Tal como já referido anteriormente, as curvas p - y são habitualmente utilizadas para análise de esforços e deformações em estacas carregadas horizontalmente. No primeiro caso, os esforços obtidos permitem, por exemplo em estacas de betão armado, realizar o respectivo dimensionamento em termos das armaduras longitudinais e transversais e a previsão da ordem de grandeza das deformações permite avaliar se as estruturas suportadas as podem acomodar sem prejuízo de funcionalidade.

Representando um “melhoramento” do modelo de Winkler, a utilização de curvas p - y envolve a necessidade de recurso ao cálculo automático na medida em que o cálculo, sendo iterativo, obriga, em pontos previamente seleccionados, ao ajuste entre os deslocamentos horizontais sofridos e as reacções horizontais mobilizados no solo.

No âmbito da presente dissertação, a apresentação de diferentes métodos que permitem o traçado de curvas p - y apenas interessa naquilo que se refere a carregamentos estáticos e à definição das reacções últimas horizontais, tendo por base as características mecânicas dos maciços terrosos onde se inserem as estacas.

Assim, nos capítulos 4 e 5 que se seguem, em que o primeiro inclui um estudo paramétrico e o segundo trata de dois casos de obra, vão usar-se não só os métodos agora apresentados, naquilo que se refere à avaliação das reacções últimas no solo, mas também o método de Broms. Em todos os casos, as estacas são flexíveis e de cabeça livre.

Capítulo 4

Estudo paramétrico sobre a variação da carga última horizontal

4.1 – Introdução

O presente capítulo tem como objectivo analisar a variação da carga última horizontal através de alguns dos métodos apresentados nos capítulos 2 e 3.

Sabendo que estes métodos são todos influenciados genericamente pelos mesmos parâmetros, entre eles o peso volúmico do solo, γ , e o diâmetro da estaca, d , foi possível estudar a sua influência na variação da carga horizontal última, H_u . Para além daqueles parâmetros, e continuando a distinguir entre solos coerentes e solos incoerentes, têm também influência óbvia os valores de c_u e de ϕ' , respectivamente.

Para os casos de estudo a seguir apresentados, são apenas consideradas estacas flexíveis de cabeça livre, tendo em conta as aplicações que se desenvolvem no capítulo 5, em que se tem por referência ensaios de carga realizado nestas condições.

4.2 – Momento de fendilhação

Como as análises desenvolvidas no âmbito deste capítulo contemplam apenas estacas flexíveis em betão armado e de cabeça livre, sabe-se que o colapso das estacas ocorre quando esta se transforma num mecanismo devido à formação de uma única rótula plástica no fuste, a determinada distância da superfície do terreno.

A formação da rótula plástica está associada, a essa profundidade, a um momento flector máximo que iguala o momento flector de plastificação da secção transversal da estaca, o qual pode ser avaliado a partir da geometria dessa secção transversal e das características mecânicas do material que constitui o fuste.

Ora, a carga última horizontal é função do momento flector máximo que a secção da estaca pode acomodar, isto é, estas grandezas não são independentes entre si e, de um ponto de vista formal, a consideração do momento flector de plastificação nos cálculos tem implícita uma análise relativa a um estado de limite último por rotura estrutural da estaca.

Contudo, no caso de estacas em betão armado e muito antes de ocorrer a plastificação da secção transversal, tem início o processo de fendilhação da secção, do lado mais traccionado, o que, em estruturas de betão armado inseridas em maciços terrosos envolve necessariamente problemas de corrosão das armaduras muito antes de ser atingido o fim da sua vida útil.

Acresce que, nos casos de obra analisados no âmbito do capítulo 5, onde se faz uso de resultados de ensaios de carga de estacas instrumentadas ao longo do fuste com extensómetros, entre outro tipo de equipamentos, os ensaios foram interrompidos quando, para determinado valor de carga horizontal aplicada, os extensómetros começaram a registar valores anómalos, precisamente do lado mais traccionado, onde terá tido início o processo de fendilhação dos fustes.

Considera-se assim que, no contexto da presente dissertação, a carga última horizontal deve estar associado ao momento flector de fendilhação da secção das estacas, sendo este, portanto, o critério de rotura adoptado para estabelecer a condição de rotura estrutural do fuste das estacas.

De uma forma resumida, o momento de fendilhação, M_{Cr} , é o valor do esforço de momento flector imposto na secção de betão da estaca, para o qual começa a ocorrer fendilhação.

Para os casos em estudo, é necessário fazer uma previsão do valor do momento de fendilhação das estacas, uma vez que o valor de M_{Cr} da secção de betão da estaca terá influência directa do valor de H_u obtido.

Desta forma, para uma secção circular, onde d é o diâmetro da estaca em betão armado e f_{ctm} é valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples em MPa, a expressão do M_{Cr} é dado, de forma simplificada, por:

$$M_{Cr} = \frac{\pi \cdot d^2}{32} \times f_{ctm} \quad (4.01)$$

Para obter o valor de f e H_u no caso da utilização do método de Broms (1964a; 1964b), e considerando estar-se perante estacas flexíveis de cabeça livre, usaram-se as expressões apresentadas por Broms para os solos coerentes, as equações 2.12, 2.13 e 2.14, e para os solos incoerentes, equações 2.27 e 2.28.

Quanto à utilização das propostas relativas à quantificação das reacções últimas apresentadas no capítulo 3 para obtenção de equações que pudessem ser utilizadas em folha de cálculo Excel com o objectivo pretendido: calcular valores de carga últimas horizontais para diferentes leis de variação das reacções últimas em profundidade (métodos de Matlock (1970), Reese et al. (1974; 1975) e Sullivan et al. (1980)), recorreu-se a condições de equilíbrio estático, tal como efectuado por Broms (1964a; 1964b) no desenvolvimento das suas expressões,.

No Anexo 1, estão apresentadas as folhas de cálculo dos valores de M_{Cr} , sendo também incluídos os cálculos relativos às estacas ensaiadas nos rios Arade e Sado, os quais serão posteriormente analisados mais adiante no capítulo 5.

4.3 – Estudo para o caso dos solos coerentes

4.3.1 – Casos de estudo

No caso dos solos coerentes, é adoptada uma estaca de cabeça livre executada com um betão classe C25/30, correspondendo a um f_{ctm} de 2,6 MPa, com 18 metros de comprimento, de forma a simular uma estaca flexível.

São apresentados quatro casos de estudo, estes variando no que se refere ao diâmetro da estaca ($d = 1\text{m}$ ou $d = 0,5\text{m}$) e à existência ou não de nível freático ao longo de todo o fuste da estaca, ou seja, para o caso da existência de nível freático será adoptado um valor de peso volúmico submerso do solo, γ' , de 10 kN/m^3 e no caso de não existir nível freático um valor de γ de 20 kN/m^3 , sendo estes casos os seguintes:

CASO 1.1: $d = 0,5\text{ m}$; $\gamma' = 10\text{ kN/m}^3$

CASO 1.2: $d = 1,0\text{ m}$; $\gamma' = 10\text{ kN/m}^3$

CASO 1.3: $d = 0,5\text{ m}$; $\gamma = 20\text{ kN/m}^3$

CASO 1.4: $d = 1,0\text{ m}$; $\gamma = 20\text{ kN/m}^3$

Através da expressão 4.01, obtiveram-se, para os diâmetros de 0,5 e 1,0m, valores de M_{Cr} de 63,81 e 255,25 kNm, respectivamente. A folha de cálculo dos valores de M_{Cr} é apresentada no Anexo 1.

Quanto à ordem de grandeza da resistência não drenada, é consensual que esta cresce em profundidade com a tensão vertical efectiva.

Existem inúmeras propostas na bibliografia (entre outros, podem consultar-se propostas de raiz ou quadros síntese em Durão (1999), Budhu (2000) e Matos Fernandes (2006)) para a relação c_u/σ'_v , onde $\sigma'_v = \gamma'z$.

No âmbito do estudo paramétrico que se pretende realizar, optou-se por utilizar genericamente a expressão

$$\frac{c_u}{\sigma'_z} = 0,22 \quad (4.02)$$

atribuída a Mesri (1975), ainda que se tenha explorado outras hipóteses para o CASO 1.1.

Na figura 4.1 é representado graficamente o acréscimo de c_u com a profundidade, para o valor de $\gamma' = 10$ e $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$. No que se segue e quanto à utilização da proposta de Broms (1964a), optou-se por considerar nos cálculos um valor médio da resistência não drenada tomado no comprimento $L=18\text{m}$ da estaca, a partir dos dois tipos de variação representados na figura 4.1.

Quanto aos métodos de Matlock (1970) e Reese et al. (1975), respectivamente para argilas moles e rijas, os mesmos foram utilizados sem atender aos domínios de validade estabelecidos pelos autores, isto é, independentemente da ordem de grandeza de c_u , tendo-se apenas em conta a variação genérica representada na figura 4.1, aplicada de acordo com as propostas dos autores. Neste sentido, e em cada troço de 0,75m em que se discretizou a estaca, foi considerado o valor correspondente ao valor de c_u no ponto central de cada troço.

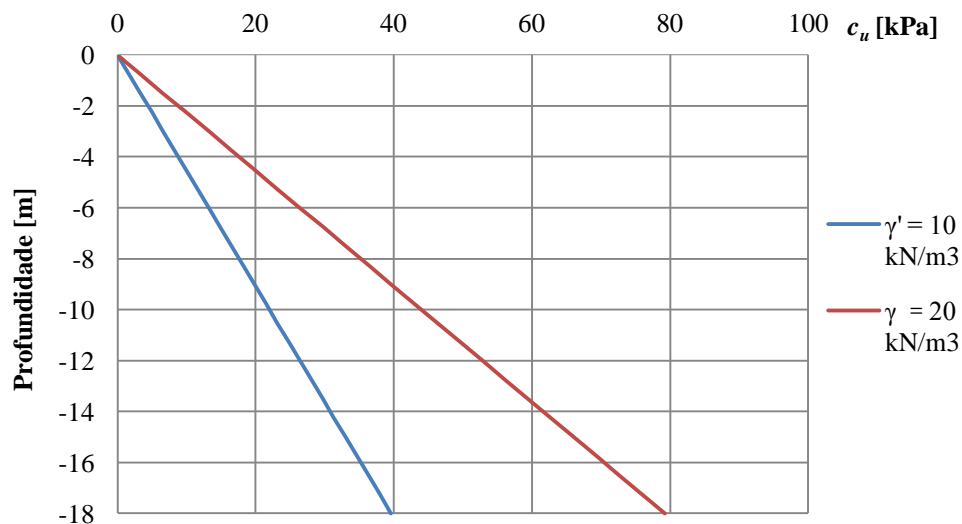


Figura 4.1 – Acréscimo da resistência não drenada do solo com a profundidade de acordo com Mesri (1975)

No Anexo 2 são apresentados os resultados relativos ao CASO 1.1, tomando a lei de variação de c_u com σ'_v expressa pela equação 4.02, incluindo-se ainda resultados para valores de $c_u/\sigma'_v=0,15$ e $0,40$, pois considera-se que, em termos médios, estes valores representam genericamente os limites inferiores e superior daquele quociente, tendo em conta a informação disponível na bibliografia em maciços normalmente consolidados.

As tabelas de cálculo para obtenção dos valores de p_u , f e H_u através dos métodos indicados e para o caso dos solos coerentes, são apresentados no Anexo 3, apenas para a relação $c_u/\sigma'_v=0,22$.

De notar que os resultados apresentados nas folhas de cálculo dos Anexos 2 e 3 dizem respeito a uma força H aplicada na cabeça das estacas com excentricidade $e = 0,30 \text{ m}$, relativamente à superfície do terreno.

4.3.2 – Análise dos resultados relativos aos casos de estudo

No âmbito deste parágrafo 4.3.2 e do que se lhe segue (parágrafo 4.3.3) apenas se tecem considerações usando a informação e as folhas de cálculo apresentadas no Anexo 3. Os resultados apresentados no Anexo 2 apenas são analisados no âmbito do parágrafo 4.3.4. deste capítulo. No Anexo 8, está apresentada a explicação acerca da implementação das folhas de cálculo para a obtenção de i , f e H_u .

CASO 1.1: $d = 0,5 \text{ m}$; $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$

Na figura 4.2 está apresentada a variação p_u ao longo de todo o fuste da estaca tipo com $L=18\text{m}$, tendo sido obtida pela utilização das expressões de p_u dos quatro métodos estudados nos capítulos 2 e 3.

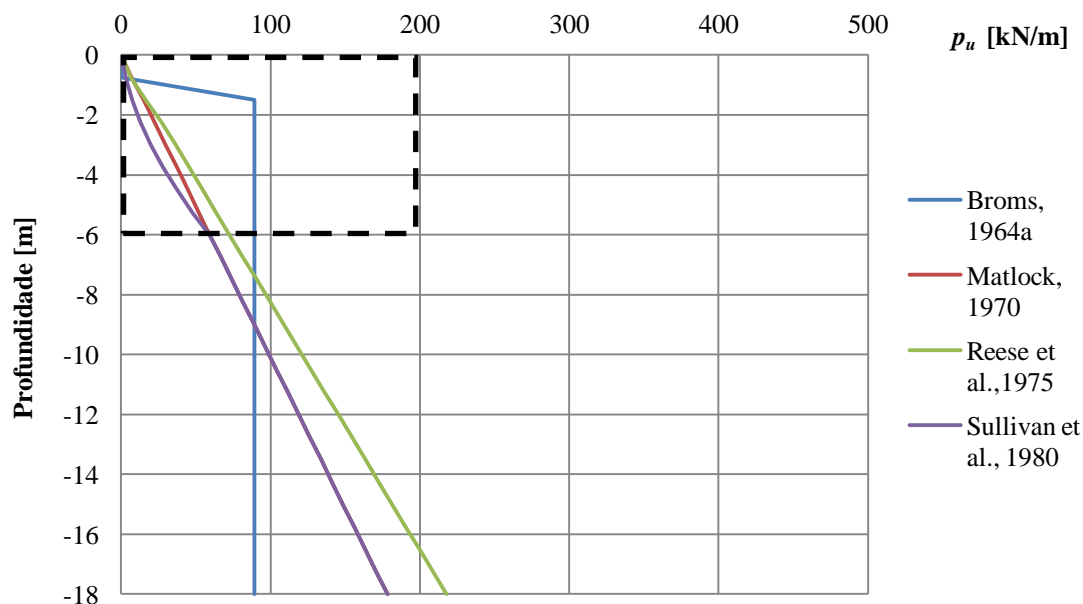


Figura 4.2 – Variação de p_u ao longo do fuste da estaca do CASO 1.1

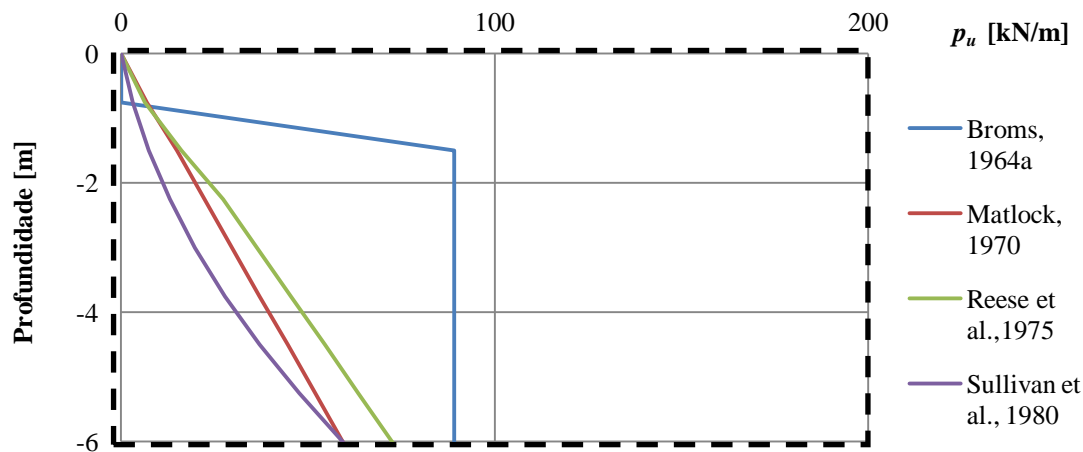


Figura 4.3 – Variação de p_u nos primeiros 6 metros do fuste da estaca do CASO 1.1

A figura 4.3 permite uma visualização mais detalhada do andamento dos troços das curvas p_u nos primeiros 6 metros de profundidade, sendo possível verificar que a partir desta profundidade os métodos de Matlock e Sullivan et al. conduzem aos mesmos valores de p_u . O método de Reese et al. toma nos primeiros 2 metros valores bastante idênticos aos de Matlock, sendo que o método de Broms considera valores nulos de p_u , nos primeiros 1,5d de profundidade e assume a partir desta profundidade um valor constante bastante superior aos restantes três métodos até à profundidade de 8 metros (uma vez que utiliza o valor de $\overline{c_u}$), passando a um valor muito inferior a partir daí.

Tabela 4.1 – Valores de f e H_u do CASO 1.1

	f [m]	H_u [kN]
Broms, 1964a	1,29	48,30
Matlock, 1970	2,57	31,74
Reese et al., 1975	2,46	32,87
Sullivan et al., 1980	3,10	26,98

A tabela 4.1 apresenta os valores obtidos para f e H_u , podendo verificar-se que a profundidade de rotura da estaca (f) para os quatro métodos estudados se situam entre os 1,29 e 3,10m, pelo que era de prever que os valores de H_u tomassem valores bastante dispersos, uma vez que a estas profundidades os valores dos troços das curvas p_u são bastante diferentes. O método menos conservativo é o de Broms e o mais conservativo o de Sullivan et al., tendo-se obtido valores, respectivamente, de 48,30 e 26,98 kN, representando uma diferença de aproximadamente 44% quando se tem por referência o resultado de Broms. Os métodos de Matlock e de Reese et al. apresentam valores quase idênticos, sendo a diferença entre eles de apenas 3% quando se tem por referência o primeiro, verificando-se que, embora propostos para diferentes tipos de argilas (moles e rijas, respectivamente) o método de Reese et al. não apresenta um valor de H_u muito diferente. Podemos concluir que existe uma grande diferença entre o resultado obtido através do método de Broms e os restantes métodos, entre 32 e 44%, tomando o primeiro como referência. Esta diferença está associada ao facto de Broms atribuir a p_u um valor constante ao longo do fuste ao propor valor de $\overline{c_u}$ tomado na totalidade do comprimento do fuste da estaca.

CASO 1.2: $d = 1,0 \text{ m}$; $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$

Na figura 4.4 está mais uma vez representada a variação de p_u ao longo de todo o fuste da estaca tipo, tal como no CASO 1.1.

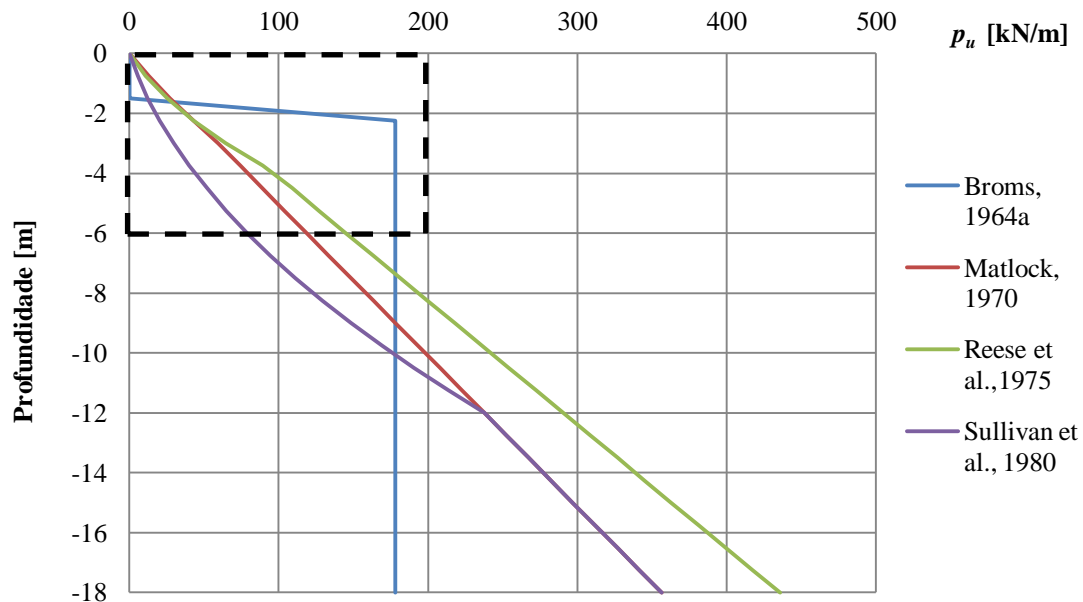


Figura 4.4 – Variação de p_u ao longo do fuste da estaca do CASO 1.2

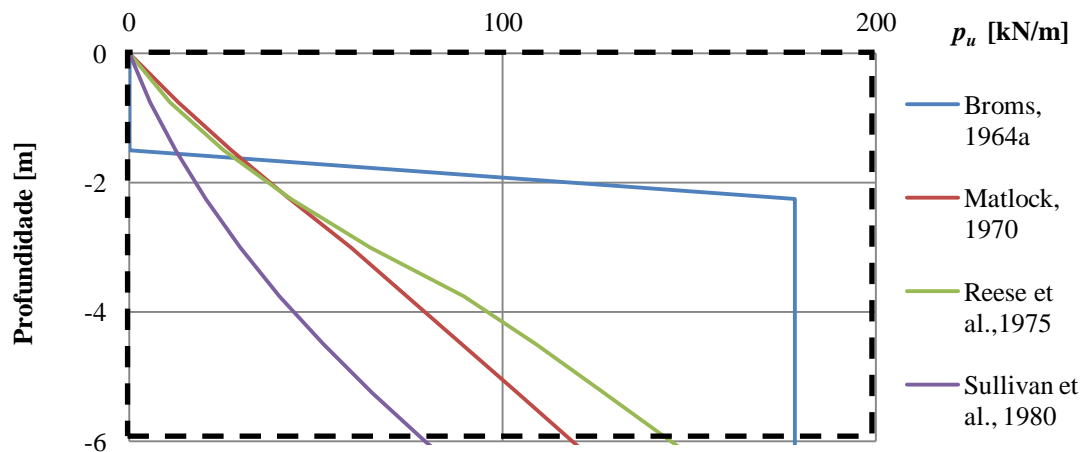


Figura 4.5 – Variação de p_u nos primeiros 6 metros do fuste da estaca do CASO 1.2

A figura 4.5 permite pormenorizar mais detalhadamente o andamento dos troços das curvas p_u . É possível verificar um maior contraste dos traçados resultantes da aplicação dos diversos métodos, em comparação com o CASO 1.1. Ao analisar os valores obtidos é possível verificar que com o aumento do diâmetro da estaca para o dobro, os valores de p_u aumentam igualmente para o dobro. Pela figura 4.4 é possível verificar que neste caso apenas a partir dos 12m de profundidade é que os métodos de Matlock e de Sullivan et al. tomam o mesmo valores de p_u . O método de Reese et al. segue a mesma tendência do caso anterior, sendo que apenas a partir dos 3m de profundidade se começa a diferenciar

do método de Matlock. O método de Broms, novamente, apresenta valores bastante superiores aos restantes métodos, pela razão já apontada.

Tabela 4.2 – Valores de f e H_u do CASO 1.2

	f [m]	H_u [kN]
Broms, 1964a	2,17	119,53
Matlock, 1970	3,29	102,31
Reese et al., 1975	3,29	102,48
Sullivan et al., 1980	4,16	83,00

A tabela 4.2 apresenta de igual forma os valores obtidos de f e H_u , podendo verificar-se que neste caso os valores de f estão situados entre os 2,17 e 4,16m, demonstrando que com o aumento do diâmetro da estaca, maior será a profundidade de rotura e consequentemente o valor de H_u . O método mais conservativo continua a ser o de Sullivan et al. e o menos conservativo o de Broms, tendo-se obtido valores, respectivamente, de 83,00 e 119,53 kN, representando um diferença de aproximadamente 31% entre eles, tendo por referência o método de Broms. Os métodos de Matlock e de Reese et al., novamente, apresentam valores aproximados, pelas mesmas razões já apontadas anteriormente, sendo a diferença menor que 1%, tomando por referência o método de Matlock. Da mesma forma que no caso anterior, existe uma grande diferença entre os resultados obtidos pela aplicação do método de Broms e os restantes métodos, entre 14 e 31%, tendo por referência o método de Broms, pelo que estas diferenças diminuem com o aumento do diâmetro da estaca.

CASO 1.3: $d = 0,5 \text{ m}$; $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$;

Na figura 4.6 está mais uma vez representada a variação de p_u ao longo de todo o fuste da estaca tipo, tal como no dois casos anteriores.

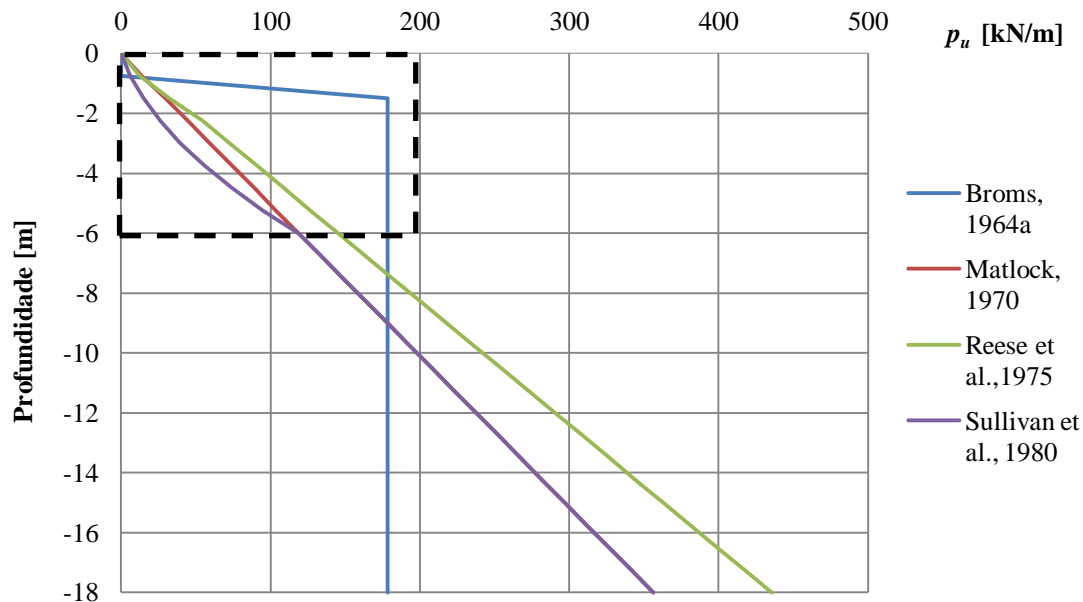


Figura 4.6 – Variação de p_u ao longo do fuste da estaca do CASO 1.3

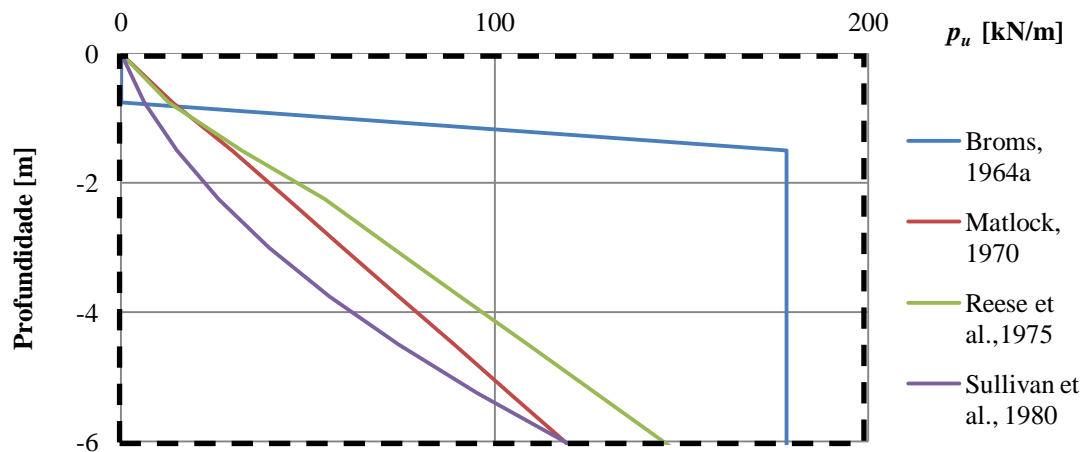


Figura 4.7 – Variação de p_u nos primeiros 6 metros do fuste da estaca do CASO 1.3

A figura 4.7 permite observar mais detalhadamente o andamento dos troços das curvas p_u nos primeiros 6 metros de profundidade, sendo possível verificar que, a partir desta profundidade, e tal como no CASO 1.1, os métodos de Matlock e de Sullivan et al. tomam os mesmos valores de p_u . O método de Reese et al. segue a mesma tendência dos casos anteriores, sendo que apenas a partir dos 2m de profundidade se começa a diferenciar bastante do método de Matlock. Desta forma, conclui-se que perante um solo seco com $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, o dobro considerado no CASO 1.1, os valores de p_u aumentaram na mesma proporção, salvo até à profundidade de 12m no caso de Sullivan et al.. O

método de Broms, novamente, apresenta valores bastante superiores aos restantes métodos, pela razão já apontada.

Tabela 4.3 – Valores de f e H_u do CASO 1.3

	f [m]	H_u [kN]
Broms, 1964a	1,05	53,21
Matlock, 1970	2,04	38,37
Reese et al., 1975	2,01	38,95
Sullivan et al., 1980	2,51	32,34

A tabela 4.3 apresenta de igual forma os valores obtidos de f e H_u , podendo verificar-se que no CASO 1.3, a profundidade de rotura da estaca (f), para os quatro métodos estudados, está situados entre os 1,05 e 2,51m, demonstrando que com o aumento do γ do solo, este provoca uma diminuição da profundidade de rotura da estaca, e consequentemente, o valor de H_u terá um ligeiro acréscimo em comparação com os valores obtidos no CASO 1.1. O método mais conservativo continua a ser o de Sullivan et al. e o menos conservativo o de Broms, tendo-se obtido valores, respectivamente, de 32,34 e 53,21kN, representando um diferença de aproximadamente 39% entre eles, tendo por referência o resultado obtido através do método de Broms. Os métodos de Matlock e de Reese et al., novamente, apresentam valores aproximados, pelas mesmas razões já apontadas anteriormente, sendo a diferença de apenas 1%, tomando o primeiro por referência. Da mesma forma que no caso anterior, existe uma grande diferença entre o resultado decorrente da aplicação do método de Broms e os restantes métodos, entre 19 e 39%, tomando o resultado do primeiro como referência, pelo que esta diferença aumenta em relação ao CASO 1.2, com o aumento de γ .

CASO 1.4: $d = 1,0 \text{ m}$; $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$;

Na figura 4.8 está mais uma vez representada a variação de p_u ao longo de todo o fuste da estaca tipo, tal como nos três casos anteriores.

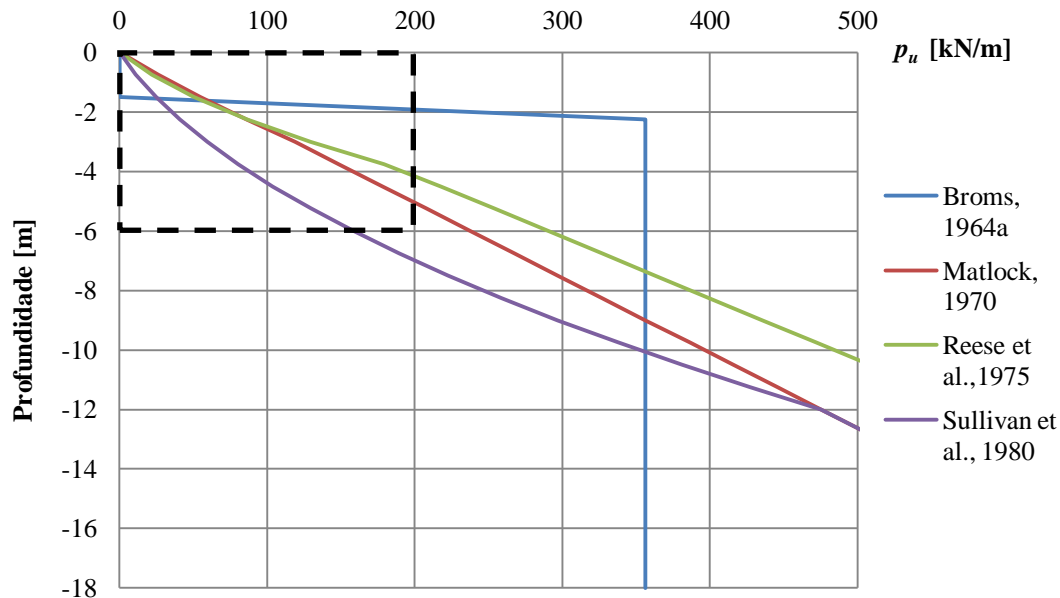


Figura 4.8 – Variação de p_u ao longo do fuste da estaca do CASO 1.4

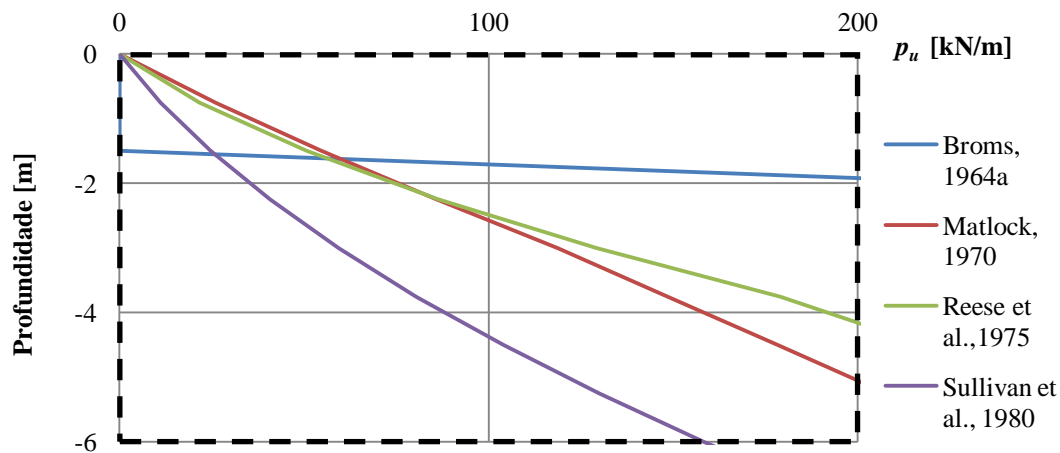


Figura 4.9 – Variação de p_u nos primeiros 6 metros do fuste da estaca do CASO 1.4

A figura 4.9 permite mostrar mais detalhadamente o andamento dos treços das curvas p_u nos primeiros 6 metros de profundidade, sendo possível verificar a partir da figura 4.8 que, a partir dos 12m de profundidade, e tal como no CASO 1.2, os métodos de Matlock e de Sullivan et al. tomam os mesmos valores de p_u . O método de Reese et al. segue a mesma tendência dos casos anteriores, sendo que apenas a partir dos 3m de profundidade se começa a diferenciar bastante do método de Matlock. Desta forma, conclui-se que perante um aumento de ambos os parâmetros para o dobro em comparação com o CASO 1.1, obtém-se cerca de quatro vezes os valores de p_u , salvo em menor

proporção até à profundidade de 12m no caso do método de Sullivan et al.. O método de Broms, novamente, apresenta valores bastante superiores aos restantes métodos, pela razão já apontada.

Tabela 4.4 – Valores de f e H_u do CASO 1.4

	f [m]	H_u [kN]
Broms, 1964a	1,86	128,86
Matlock, 1970	2,62	124,85
Reese et al., 1975	2,66	123,12
Sullivan et al., 1980	3,35	100,80

A tabela 4.4 apresenta os valores obtidos de f e H_u , podendo verificar-se que no CASO 1.4 a profundidade de rotura da estaca (f) para os quatro métodos estudados está situada entre os 1,86 e 3,35m, demonstrando que o aumento simultâneo de γ e d , provoca uma diminuição da profundidade de rotura da estaca, relativamente ao CASO 1.2, sendo que o valor de H_u é da mesma ordem que os obtidos no CASO 1.2, havendo contudo um pequeno acréscimo deste. O método mais conservativo continua a ser o de Sullivan et al. e o menos conservativo o de Broms, tendo-se obtido valores, respectivamente, de 100,80 e 128,86 kN, representando uma diferença de aproximadamente 22% entre eles, tomando o primeiro por referência. Os métodos de Matlock e de Reese et al., apresentam novamente valores aproximados, pelas mesmas razões já apontadas anteriormente, sendo a diferença de apenas 1%. Este é o caso em que o método de Broms apresenta valores mais próximos dos restantes métodos, visto que os valores de p_u à profundidade de rotura da estaca se aproximam bastante.

4.3.3 – Avaliação da influência das variáveis d e γ em cada caso de estudo

Na figura 4.10 está representada a variação de p_u , ao longo de todo o fuste da estaca tipo, obtida através da utilização do método de Broms (1964a), para os quatro casos estudados.

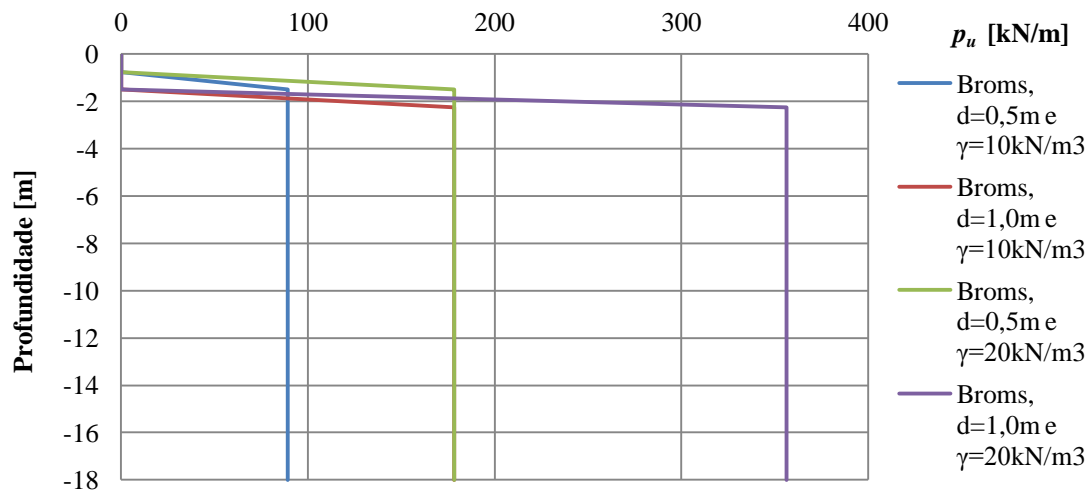


Figura 4.10 – Variação de p_u resultante do método de Broms (1964a) para os quatro casos estudados

Da análise do andamento dos troços do gráfico anterior, é possível distinguir que quando se duplica o valor de d ou γ , os valores de p_u seguem a mesma tendência. Da mesma forma, é notório que quanto maior o diâmetro, maior é a profundidade onde p_u assume valores nulos. Quando se duplicam ambos os valores de d ou γ , já os valores de p_u já aumentam, em proporção, quatro vezes.

Na figura 4.11 está representada a variação de p_u , ao longo de todo o fuste da estaca tipo, resultante da utilização do método de Matlock (1970), nos quatro casos estudados.

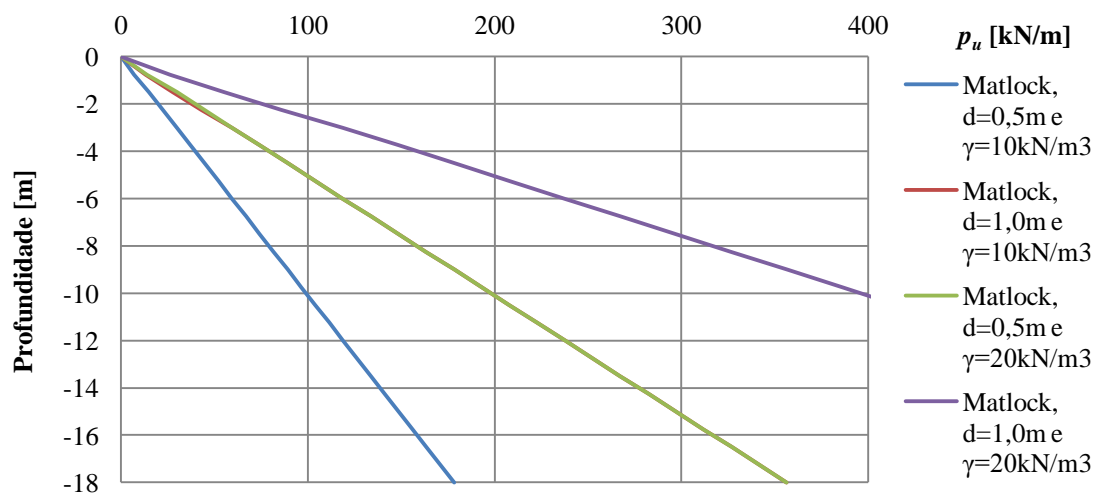


Figura 4.11 – Variação de p_u resultante do método de Matlock (1970), para os quatro casos estudados

No caso do método de Matlock (1970), a figura 4.11 mostra os valores de p_u a aumentar a partir da profundidade de 0 metros, com uma variação praticamente linear em todo o comprimento da estaca, coincidindo os resultados nos CASOS 1.2 e 1.3.

Na figura 4.12 está representada a variação de p_u , ao longo de todo o fuste da estaca tipo, obtido através do método de Reese et al., (1975), nos quatro casos estudados. A figura 4.12 apresenta semelhanças com a figura 4.11, sendo que se acentua a diferença de resultados acima dos 4m de profundidade para os CASOS 1.2 e 1.3 e, nos resultados, verifica-se que, genericamente, os máximos valores de p_u ocorrem para profundidades inferiores a 2m.

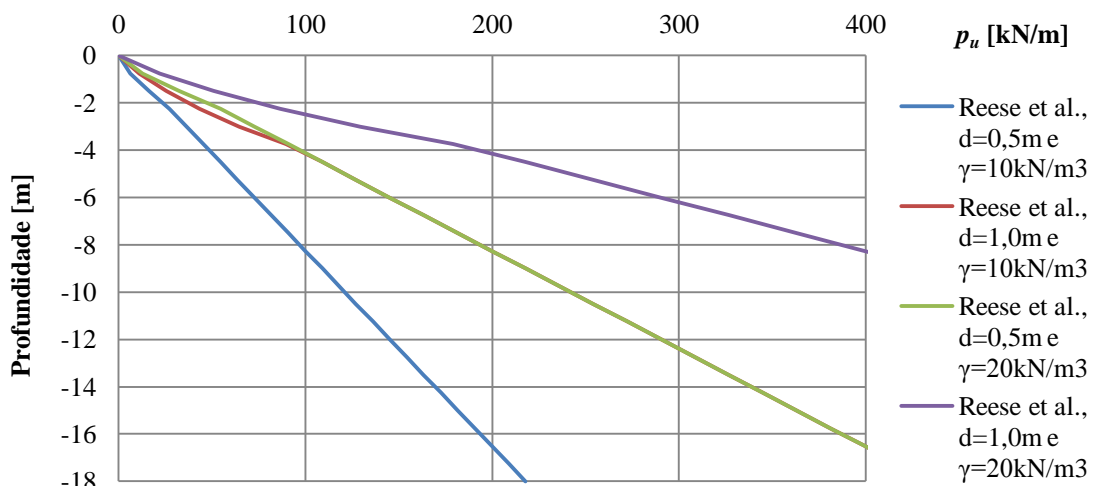


Figura 4.12 – Variação de p_u resultante do método de Reese et al., (1975), para os quatro casos estudados

Na figura 4.13 está representada a variação de p_u , ao longo de todo o fuste da estaca, do método de Sullivan et al., (1980). Este método segue a mesma lógica do caso de Reese et al. (1975), embora a diferenciação dos troços em que apenas se altera uma das variáveis seja mais perceptível, ainda que para os mesmo valores de p_u , estes sejam atingidas a menores profundidades, da ordem de grandeza do que se verifica na figura 4.11.

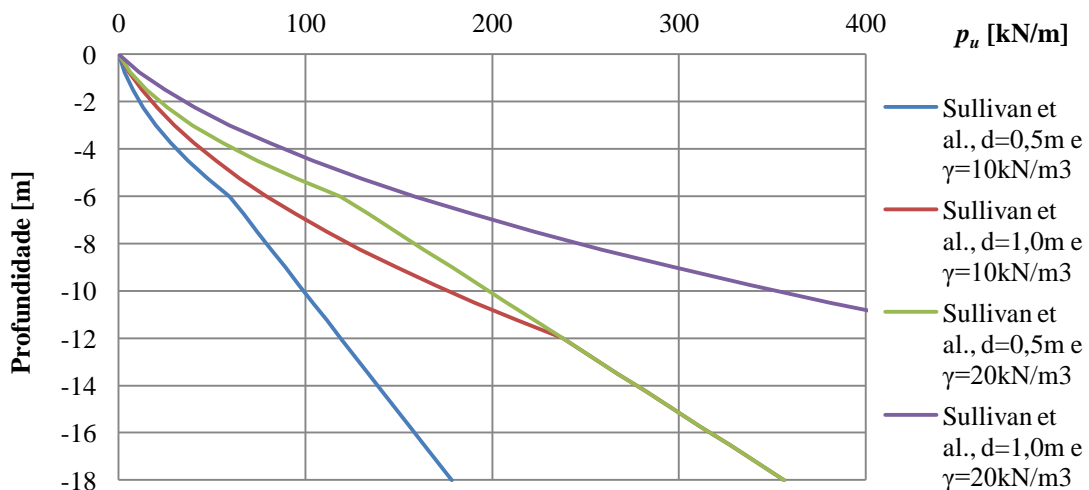


Figura 4.13 – Variação de p_u resultante do método de Sullivan et al. (1980), para os quatro casos estudados

4.3.4 – Conclusões

Com este estudo procurou-se efectuar uma análise de efeito da variação de d e γ , na ordem de grandeza da carga horizontal última de estacas flexíveis de cabeça livre em solos coerentes.

Numa primeira fase do estudo, procurou-se a obtenção da variação de p_u , utilizando os métodos apresentados para solos coerentes por Broms (1964a), Matlock (1970), Reese et al. (1975) e Sullivan et al. (1980). Posteriormente, procedeu-se à obtenção dos valores de f e H_u .

Na tabela 4.5 está apresentado um quadro resumo dos valores de f e H_u que foram obtidos para os diferentes casos estudados. Para o análise dos resultados, será tomado por referência sempre o CASO 1.1.

Tabela 4.5 – Valores de f e H_u no caso dos solos coerentes

	CASO 1.1 ($d = 0,5\text{m}$; $\gamma' = 10$ kN/m^3)		CASO 1.2 ($d = 1,0\text{m}$; $\gamma' = 10$ kN/m^3)		CASO 1.3 ($d = 0,5\text{m}$; $\gamma = 20$ kN/m^3)		CASO 1.4 ($d = 1,0\text{m}$; $\gamma = 20$ kN/m^3)	
	f [m]	H_u [kN]	f [m]	H_u [kN]	f [m]	H_u [kN]	f [m]	H_u [kN]
Broms, 1964a	1,29	48,30	2,17	119,53	1,05	53,21	1,86	128,86
Matlock, 1970	2,57	31,74	3,29	102,31	2,04	38,37	2,62	124,85
Reese et al., 1975	2,46	32,87	3,29	102,48	2,01	38,95	2,66	123,12
Sullivan et al., 1980	3,10	26,98	4,16	83,00	2,51	32,34	3,35	100,80

Neste sentido, conclui-se que:

- A rotura da estaca, independentemente da variável em questão, ocorre sempre a profundidades reduzidas, em comparação com o comprimento da estaca.
- Com a aumento do d da estaca de 0,5 para 1,0 m, os valores de f no caso de Broms sofrem um aumento entre 68% e nos restantes métodos varia de 28 a 34%, enquanto que os valores de H_u , no caso do método de Broms, sofrem um aumento de 147%, enquanto que nos restantes métodos sofrem aumentos entre os 208 a 222%.
- Com o aumento do γ do solo de 10 para 20 kN/m^3 , os valores de f tendem a sofrer um diminuição entre 19 a 21%, enquanto que os valores de H_u , no caso do método de Broms, sofre um aumento de 10%, enquanto que nos restantes métodos sofrem um aumento entre os 18 a 21%.
- Com o aumento simultâneo de ambos os valores de d e γ , os valores de f tendem a sofrer um aumento de 44% para o método de Broms e, nos restantes métodos, entre 2 a 8%, enquanto

que os valores de H_u , no caso do método de Broms sofre um aumento de 167%, enquanto que nos restantes métodos sofrem um aumento entre os 274 a 293%.

- Independentemente do método utilizado para obtenção da carga última horizontal da estaca para solos coerentes, é a variação do diâmetro da estaca que tem maior peso no valor final de H_u .
- A análise dos resultados apresentados no Anexo 2, relativo ao CASO 1.1, onde se procurou estudar o efeito de diferentes relações c_u/σ'_v na ordem de grandeza de f e H_u , estão resumidos graficamente nas figuras 4.14 e 4.15, respectivamente.
- As figuras 4.14 e 4.15 confirmam as conclusões retiradas no parágrafo 4.3.2 para o CASO 1.1 com $c_u/\sigma'_v = 0,22$, mantendo-se as mesmas genericamente válidas para $c_u/\sigma'_v = 0,15$ e $0,40$, ainda que, com esta última hipótese, os métodos de Matlock e de Reese et al. conduzam a valores de f e H_u praticamente coincidentes. Por outro lado, a observação da figura 4.15 sugere mesmo que, para valores daquele quociente superiores a $0,35$, as diferenças entre valores de H_u obtidos pelos diferentes métodos: Broms, Matlock, Reese et al. e Sullivan et al., tenderão a manter-se constantes entre si.

Na figura 4.14 é possível verificar a variação de f . Tomando o valor de $c_u/\sigma'_v = 0,22$ como valor de referência e os valores de f obtidos com cada um dos quatro métodos usados, verifica-se que quando c_u/σ'_v diminui de $0,22$ para $0,15$ (- 32%) há um aumento de profundidade que varia entre 12 e 16% e que quando passa de $0,22$ para $0,40$ (+ 82%) há uma diminuição entre 9 e 21 %. A diferença entre resultados acentua-se com o aumento de c_u/σ'_v , ainda que em termos médios a variação de f seja, em ambos os casos, de cerca de 15%.

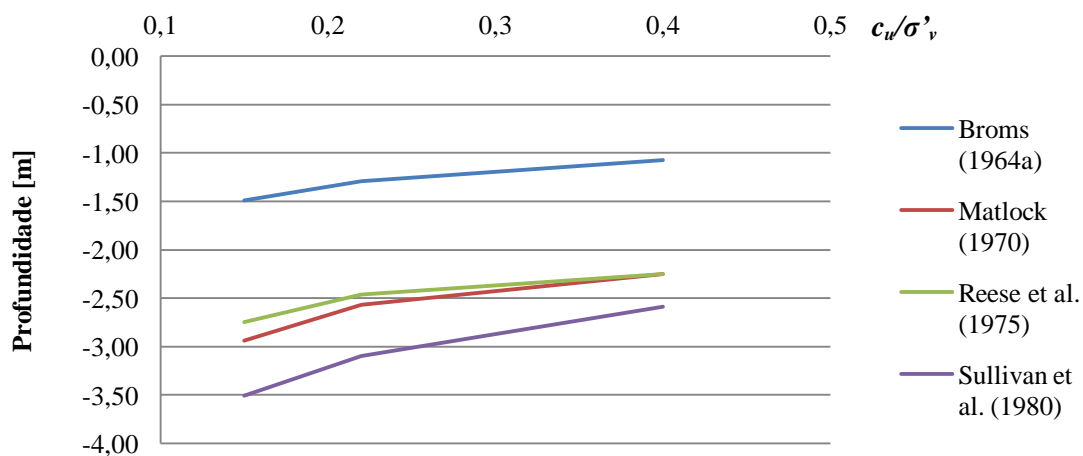


Figura 4.14 – Variação de f para os casos de $c_u/\sigma'_v = 0,15, 0,22$ e $0,40$

A figura 4.15 permite observar a variação de H_u . Tomando de novo o valor de $c_u/\sigma'_v = 0,22$ como valor de referência e os valores de H_u obtidos com cada um dos quatro métodos, verifica-se que, quando c_u/σ'_v diminui de 0,22 para 0,15, ocorre uma diminuição de H_u que varia entre 7 e 11% e que, quando c_u/σ'_v aumenta de 0,22 para 0,40, há um aumento de H_u entre 8 e 14%. Em termos médios, a variação de H_u é da ordem de 10% em ambos os casos.

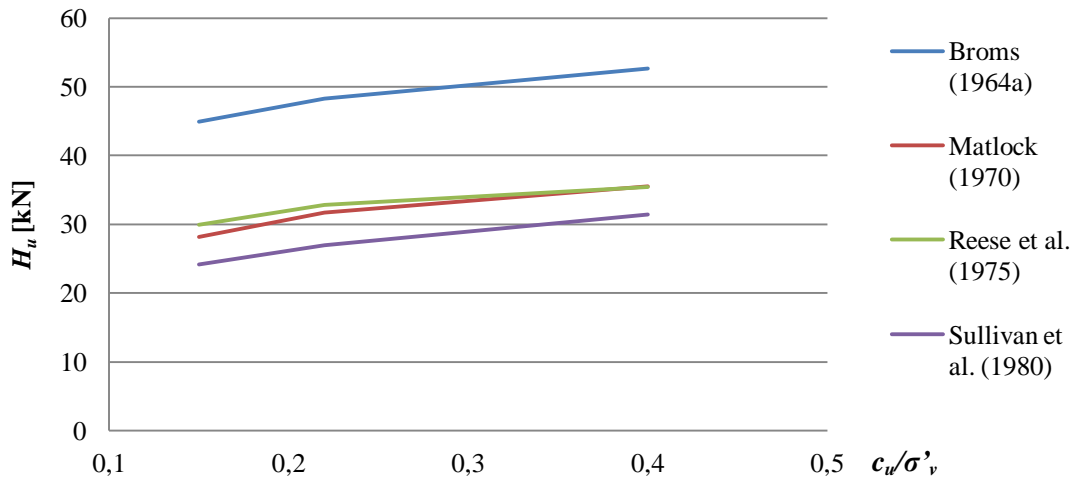


Figura 4.15 – Variação de H_u para os casos de $c_u/\sigma'_v = 0,15, 0,22$ e $0,40$

4.4 – Estudo para o caso dos solos incoerentes

4.4.1 – Casos de estudo

No caso dos solos incoerentes consideraram-se estacas com as mesmas características geométricas e mecânicas que no caso dos solos coerentes.

São apresentados doze casos de estudo, variando estes com o diâmetro da estaca ($d = 1\text{ m}$ ou $d = 0,5\text{ m}$), o ângulo de resistência ao corte do solo (20° , 30° e 40°) e a existência ou não de nível freático ao longo de todo o fuste da estaca, ou seja, para o caso da existência de nível freático é adoptado um valor de $\gamma' = 10\text{ kN/m}^3$ e, no caso de não existir nível freático, um valor de $\gamma = 20\text{ kN/m}^3$. De forma a simplificar o estudo deste tipo de solo, apenas será apresentado neste parágrafo o estudo relativo ao ângulo de resistência ao corte de 30° , sendo que as respectivas folhas de cálculo se apresentam no Anexo 4 e os resultados correspondentes aos ângulos de resistência ao corte de 20° e 40° são apresentados no Anexo 5. Assim sendo, os casos de estudo estudados neste parágrafo são os seguintes:

$$\left. \begin{array}{ll} \text{CASO 2.1:} & d = 0,5\text{ m} ; \gamma' = 10\text{ kN/m}^3 \\ \text{CASO 2.2:} & d = 1,0\text{ m} ; \gamma' = 10\text{ kN/m}^3 \\ \text{CASO 2.3:} & d = 0,5\text{ m} ; \gamma = 20\text{ kN/m}^3 \\ \text{CASO 2.4:} & d = 1,0\text{ m} ; \gamma = 20\text{ kN/m}^3 \end{array} \right\} \phi' = 30^\circ$$

Através da expressão 4.01, anteriormente apresentada, obtiveram-se para os diâmetros de 0,5 e 1,0m valores de M_{Cr} de 63,81 e 255,25 kNm, respectivamente. A folha de cálculo dos valores de M_{Cr} é apresentada no Anexo 1.

As folhas de cálculo para obtenção dos valores de p_u , f e H_u relativas à utilização dos dois métodos apresentados para solos incoerentes (Broms, 1964b; Reese et al., 1974), são apresentadas no Anexo 4.

4.4.2 – Análise dos resultados relativos aos casos de estudo

Tal como referido anteriormente, apenas se apresenta neste parágrafo e no que se segue (parágrafo 4.4.3) a análise detalhada para o caso em que o ângulo de resistência ao corte no maciço terroso homogéneo é igual a $\phi' = 30^\circ$. No Anexo 8, está apresentada a explicação acerca da implementação das folhas de cálculo para a obtenção de i , f e H_u .

CASO 2.1: $d = 0,5 \text{ m}$; $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$; $\phi' = 30^\circ$

Na figura 4.16 é apresentada a variação de p_u ao longo de todo o fuste da estaca tipo com $L=18\text{m}$, tendo a mesma sido obtida pela utilização das expressões para p_u previstas nos dois métodos estudados em capítulos anteriores para os solos incoerentes.

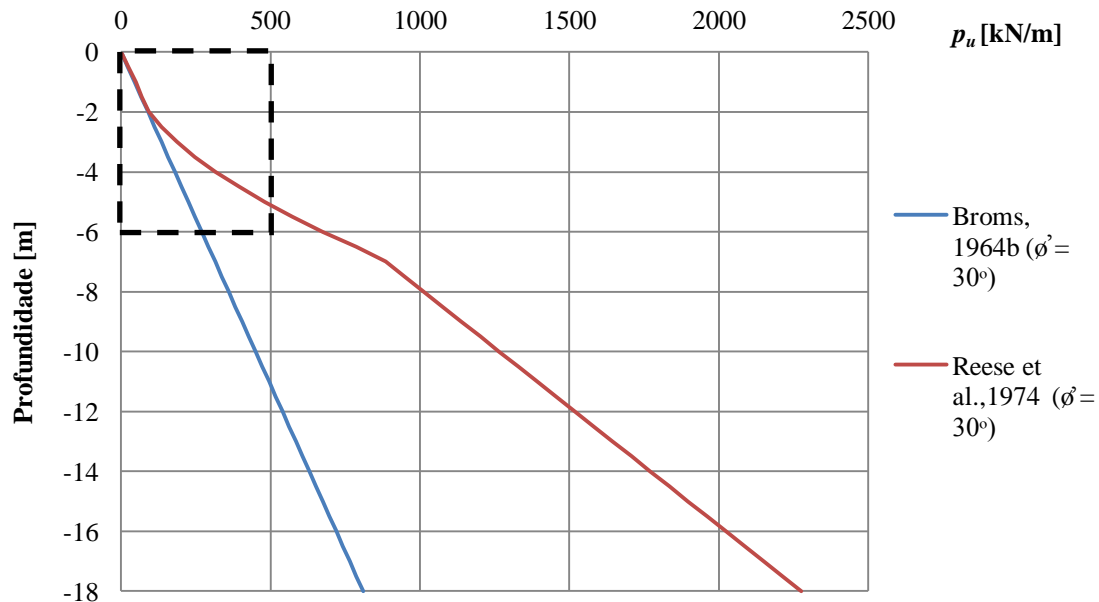


Figura 4.16 – Variação de p_u ao longo do fuste da estaca do CASO 2.1

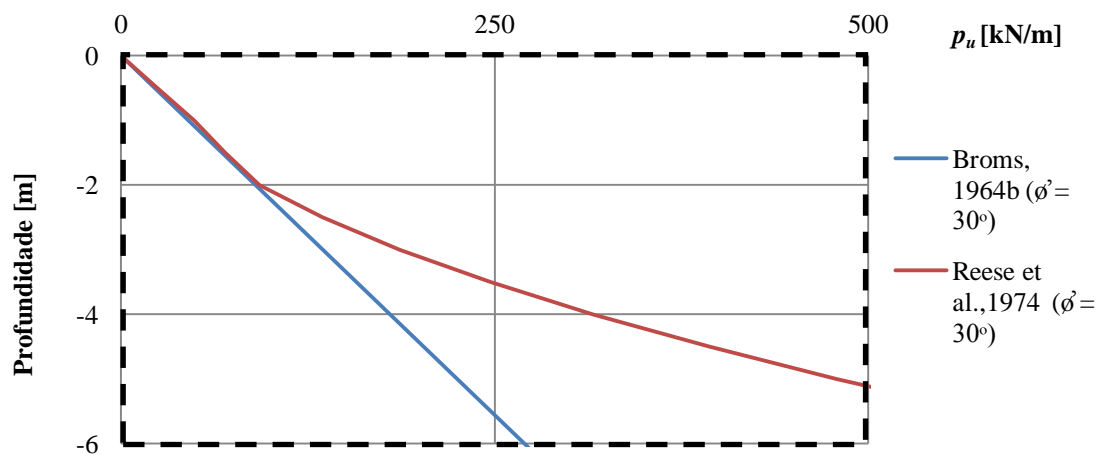


Figura 4.17 – Variação de p_u dos primeiros 6 metros do fuste da estaca do CASO 2.1

A figura 4.17 permite pormenorizar mais detalhadamente o andamento dos troços das curvas p_u nos primeiros 6 metros de profundidade, sendo possível verificar que até aos 2 metros de profundidade os métodos de Broms e de Reese et al. tomam valores idênticos, sendo que a partir desta profundidade o método de Reese et al. vai tomando valores mais elevados.

Tabela 4.6 – Valores de f e H_u do CASO 2.1

	f [m]	H_u [kN]
Broms, 1964b	1,49	49,39
Reese et al., 1974	1,49	49,31

A tabela 4.6 apresenta os valores obtidos de f e H_u , podendo verificar-se que a profundidade de rotura da estaca (f) para ambos os métodos é de 1,49m. Deste modo, resultando dos dois métodos idênticos resultados até aos 2 metros de profundidade no que se refere à variação de p_u e a rotura ocorrer acima desta profundidade, seria de prever que os valores de H_u tomassem valores bastante próximos, o que se veio a verificar, sendo essa diferença inferior que 1%.

CASO 2.2: $d = 1,0 \text{ m}$; $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$; $\phi' = 30^\circ$

Na figura 4.18, tal como no CASO 2.1, está mais uma vez representada a variação de p_u ao longo de todo o fuste da estaca.

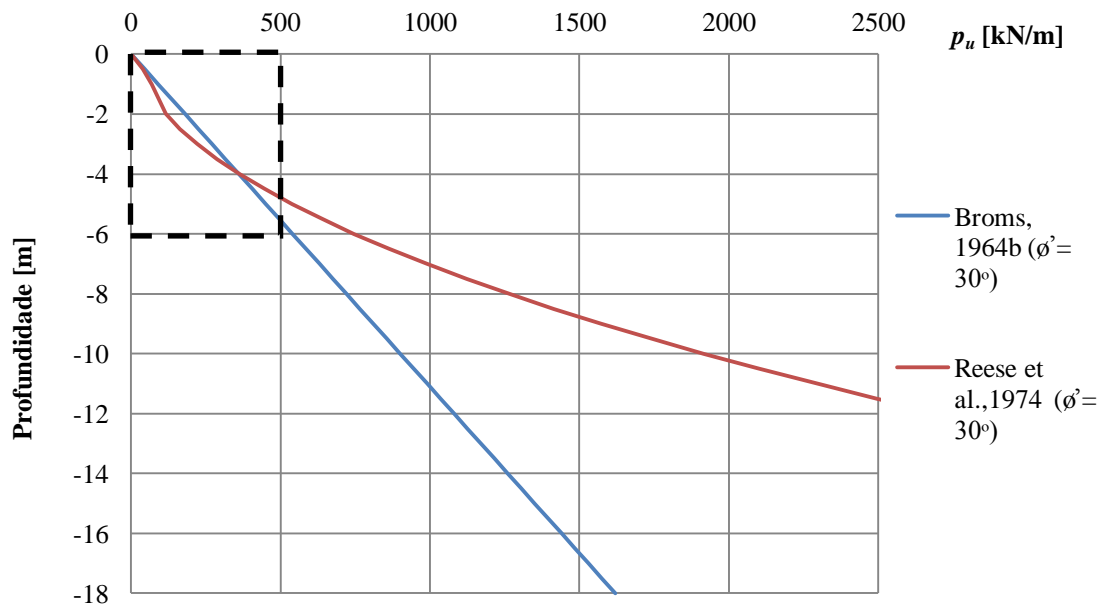


Figura 4.18 – Variação de p_u ao longo do fuste da estaca do CASO 2.2

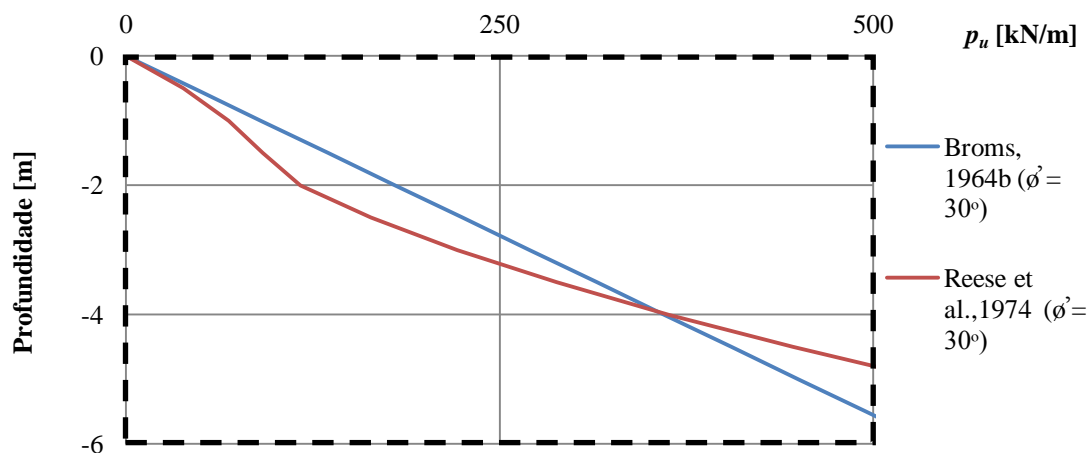


Figura 4.19 – Variação de p_u dos primeiros 6 metros do fuste da estaca do CASO 2.2

A figura 4.19 permite observar mais detalhadamente o andamento dos troços das curvas p_u , sendo possível verificar uma maior diferença dos dois métodos nos primeiros metros de profundidade, em comparação com o CASO 2.1. Pelo análise das figuras é possível concluir que com o aumento apenas do diâmetro para o dobro, os valores de p_u aumentam também, sendo que no método de Broms aumentam para o dobro em todo o comprimento da estaca, enquanto que no método de Reese et al. esse aumento apenas se verifica aproximadamente a partir dos 8m de profundidade. Por fim, é notório pela figura 4.19 que até à profundidade de quatro metros o método de Reese et al. toma valores de p_u inferiores ao de Broms.

Tabela 4.7 – Valores de f e H_u do CASO 2.2

	f [m]	H_u [kN]
Broms, 1964b	1,91	162,39
Reese et al., 1974	2,16	146,80

A tabela 4.7 apresenta os valores obtidos de f e H_u , podendo verificar-se que neste caso, a profundidade de rotura da estaca (f) para ambos os métodos se situa próximo dos 2m de profundidade, demonstrando que com o aumento do diâmetro ocorre um aumento no valor de f e consequentemente no valor de H_u . Desta forma, o método mais conservativo é o de Reese et al. e o menos conservativo o de Broms, tendo-se obtido valores, respectivamente, de 146,80 e 162,39 kN, representado um diferença entre eles, de aproximadamente 10% tomando o método de Broms por referência.

CASO 2.3: $d = 0,5 \text{ m}$; $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$; $\phi' = 30^\circ$

Na figura 4.20 está mais uma vez representada a variação de p_u ao longo de todo o fuste da estaca, tal como no dois casos anteriores.

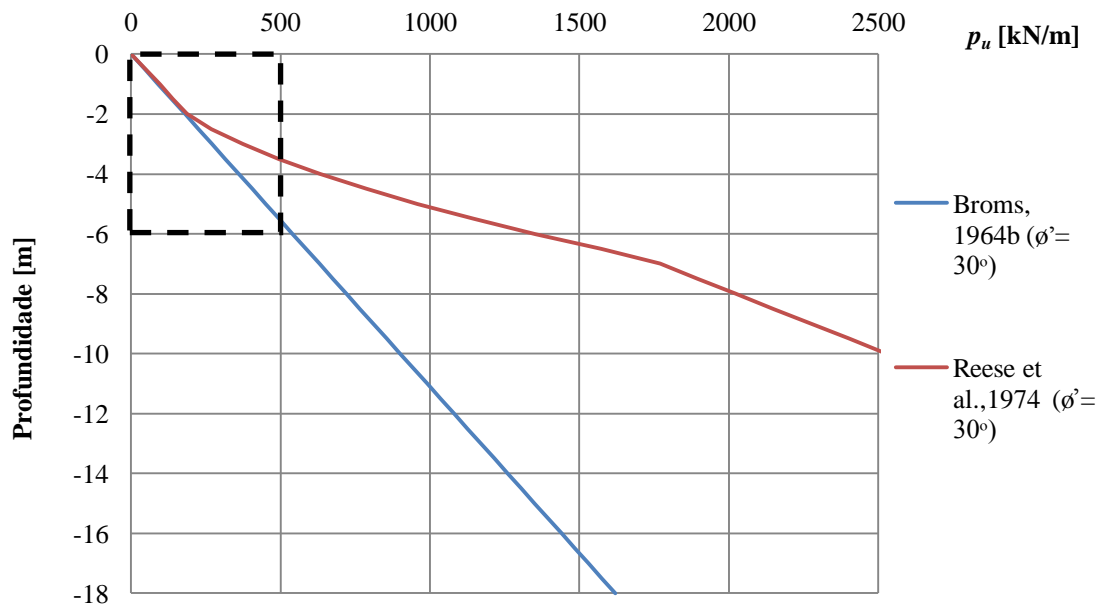


Figura 4.20 – Variação de p_u ao longo do fuste da estaca do CASO 2.3

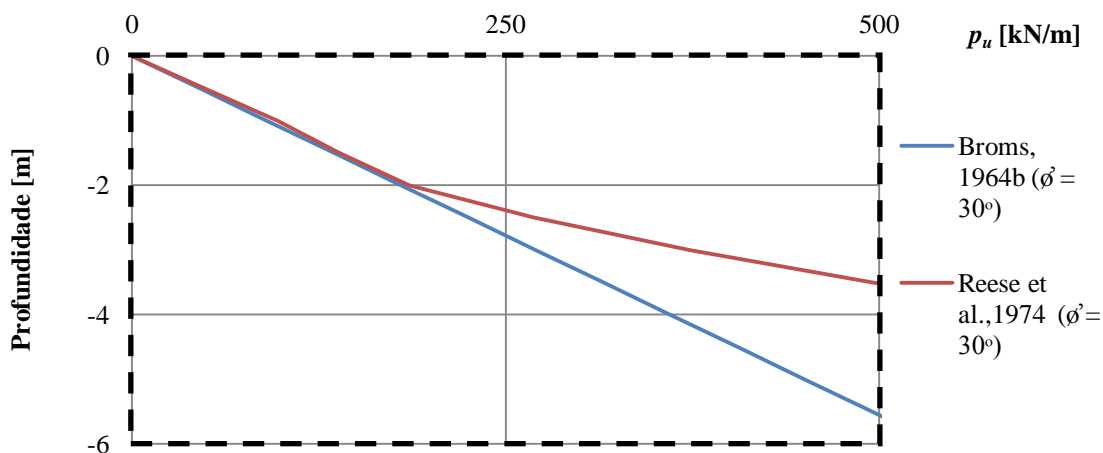


Figura 4.21 – Variação de p_u dos primeiros 6 metros do fuste da estaca do CASO 2.3

A figura 4.21 permite visualizar mais detalhadamente o andamento dos troços das curvas p_u nos primeiros 6 metros de profundidade, sendo possível verificar que a partir dos dois metros de profundidade, tal como no CASO 2.1, os métodos de Broms e Reese tomam aproximadamente os mesmos valores de p_u , sendo que a partir dessa profundidade o método de Reese et al. toma valores mais elevados. Desta forma, ao analisar os valores obtidos, pode concluir-se que perante um solo seco com $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, o dobro considerado no CASO 2.1, os valores de p_u aumentaram, na mesma proporção em ambos os métodos.

Tabela 4.8 – Valores de f e H_u do CASO 2.3

	f [m]	H_u [kN]
Broms, 1964b	1,16	59,61
Reese et al., 1974	1,13	60,72

A tabela 4.8 apresenta os valores obtidos de f e H_u , podendo verificar-se que neste caso, a profundidade de rotura da estaca (f) para o método de Broms e de Reese et al. são de 1,16 e 1,13m, respectivamente, demonstrando que com o aumento do γ do solo, vai provocar-se uma diminuição da profundidade de rotura da estaca, comparativamente com o CASO 2.1. Embora havendo um aumento para o dobro dos valores de p_u , e havendo uma diminuição de f , os valores obtidos para H_u com o método de Broms e do método de Reese et al. são, respectivamente, 59,61 e 60,72kN, representando um diferença de apenas 2% entre eles, tomando por referência o valor obtido com o método de Broms.

CASO 2.4: $d = 1,0 \text{ m}$; $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$; $\phi' = 30^\circ$

Na figura 4.22 está mais uma vez representada a variação de p_u ao longo de todo o fuste da estaca, tal como nos três casos anteriores.

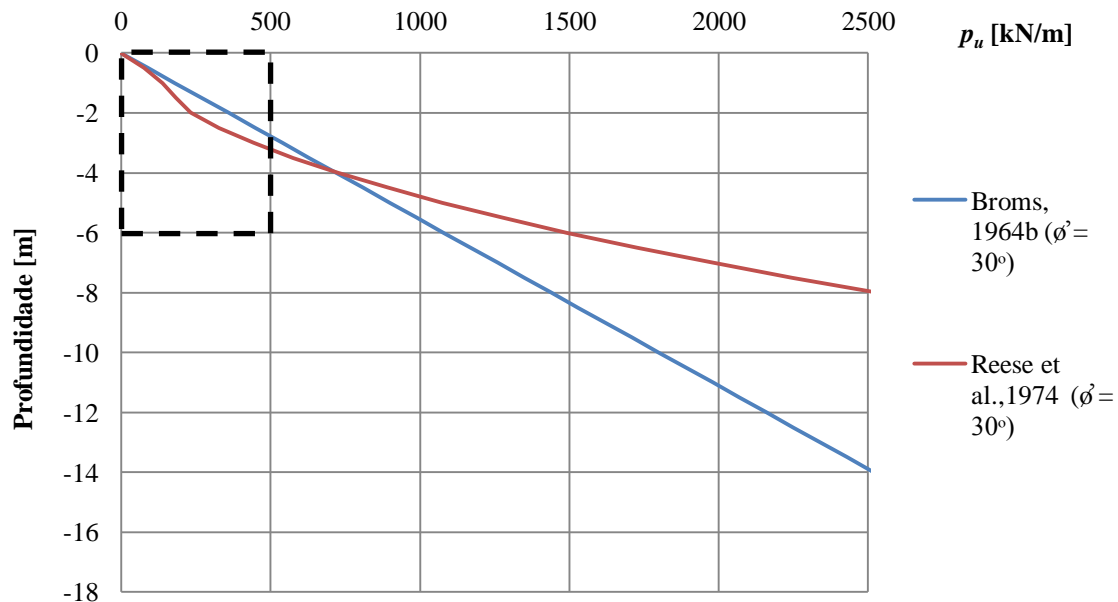


Figura 4.22 – Variação de p_u ao longo do fuste da estaca do CASO 2.4

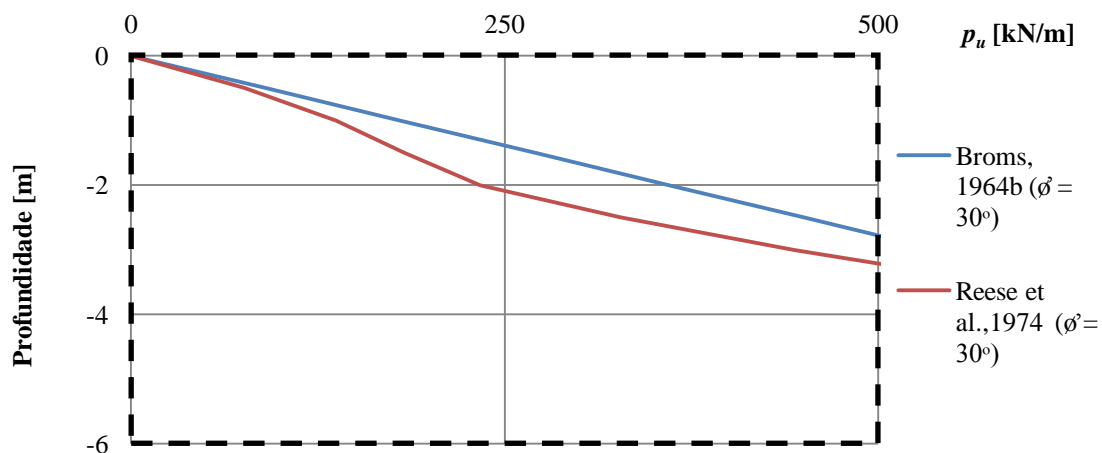


Figura 4.23 – Variação de p_u dos primeiros 6 metros do fuste da estaca do CASO 2.4

A figura 4.23 permite pormenorizar mais detalhadamente o andamento dos troços das curvas p_u , sendo possível verificar um maior contraste de resultados entre os dois métodos nos primeiros 2m de profundidade, tal como verificado no CASO 2.2, podendo concluir-se que com o aumento do d e γ para o dobro, os valores de p_u aumentaram, aproximadamente entre duas a três vezes para o método de Reese et al., e quatro vezes para o método de Broms, comparativamente com o CASO 2.1. De igual forma, como verificado no CASO 2.2 e até à profundidade de 4m o método de Reese et al. toma valores de p_u inferiores ao de Broms.

Tabela 4. 9 – Valores de f e H_u do CASO 2.4

	f [m]	H_u [kN]
Broms, 1964b	1,49	197,57
Reese et al.,1974	1,66	181,53

A tabela 4.9 apresenta os valores obtidos para f e H_u , podendo verificar-se que neste caso, a profundidade de rotura da estaca (f) para ambos os métodos, se encontra na mesma ordem de grandeza que os verificados no CASO 2.1. Pode assim concluir-se que com o aumento simultâneo de d e γ estas grandezas produzem efeitos contrários no valor de f , acabando por se anular no valor final de f , sendo que apesar de f ser assumir valores idênticos aos obtidos com o CASO 2.1, com o aumento dos valores de p_u ocorreu um aumento bastante acentuado dos valores de H_u para cada método. Por fim, o método mais conservativo passa a ser o de Reese et al. e o menos conservativo o de Broms, tal como é verificado no CASO 2.2, tendo-se obtido valores, respectivamente, de 181,53 e 197,57 kN, representando um diferença de, aproximadamente, 8% entre eles, tendo por referência o valor obtido com o método de Broms.

4.4.2 – Avaliação da influência das variáveis d e γ em cada caso de estudo

Na figura 4.24 está representada a variação de p_u , ao longo de todo o fuste da estaca tipo, obtido a partir da utilização do método de Broms (1964b), para os quatro casos atrás estudados.

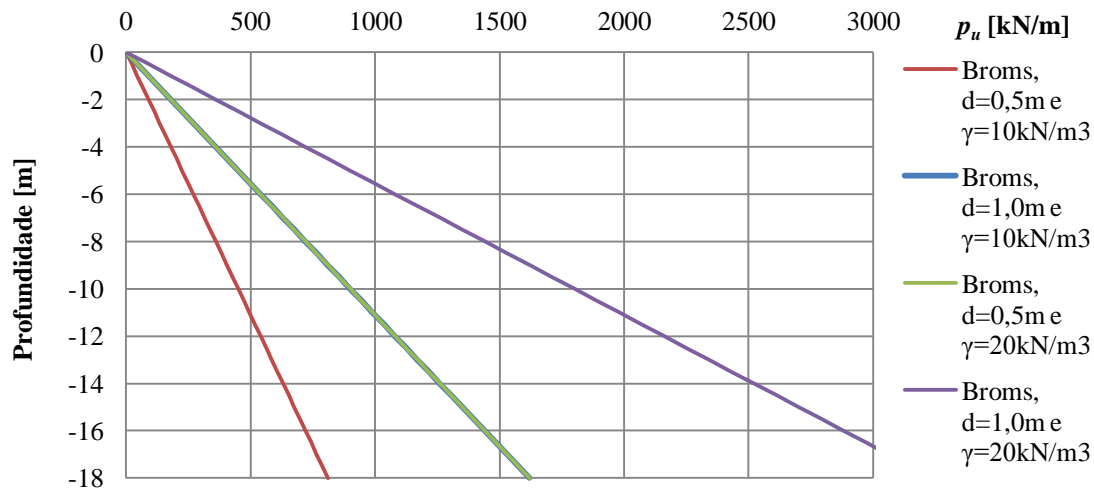


Figura 4.24 – Variação de p_u resultante do método de Broms (1964b), para os quatro casos estudados

Da análise do andamento de p_u em profundidade, é possível observar que as variáveis d e γ têm a mesma influência sobre os valores p_u , ou seja, quando se aumenta para o dobro apenas uma destas variáveis, os valores obtidos para p_u também aumentam para o dobro, independentemente da variável em questão. Finalmente, quando se aumentam ambas as variáveis, o valor final de p_u aumenta quatro vezes.

Na figura 4.25 está representada a variação de p_u , ao longo de todo o fuste da estaca tipo, decorrente da utilização do método de Reese et al. (1974), para os quatro casos analisados.

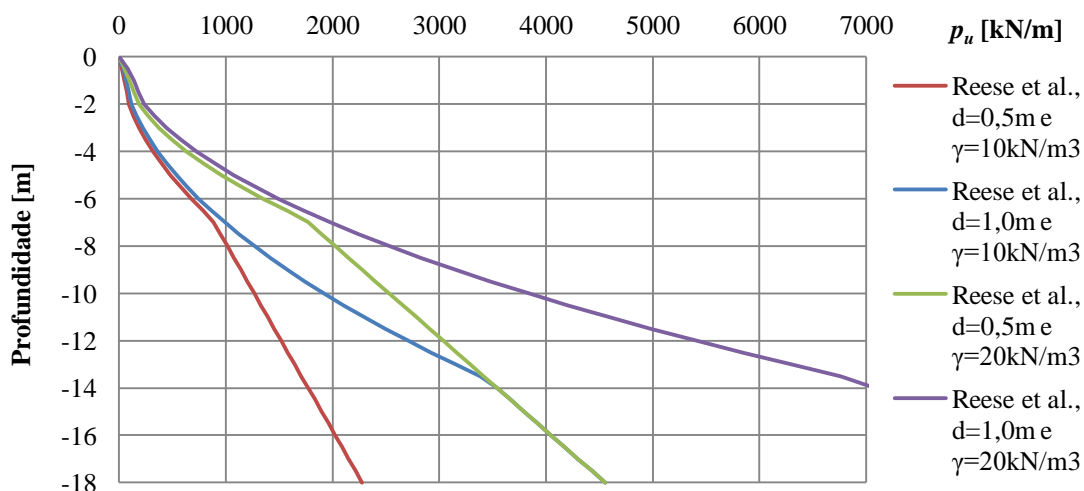


Figura 4.25 – Variação de p_u resultante do método de Reese et al. (1974), para os quatro casos estudados

Pela análise da figura 4.25, pode verificar-se que a influência da alteração apenas da variável d no valor final de p_u , a baixas profundidades, é menor que a verificada quando se altera apenas a variável γ , sendo que, com o aumento da profundidade, essas mesmas curvas tendem a convergir a partir dos 14m. Finalmente, com o aumento simultâneo de ambas as variáveis, verifica-se um aumento significativo do valor final de p_u .

4.4.3 – Conclusões

No caso dos solos incoerentes, tal como nos solos coerentes, procurou efectuar-se uma análise do efeito da variação de d e γ no valor das cargas horizontais últimas obtidas por diferentes métodos.

Numa primeira fase do estudo, procurou-se a obtenção de gráficos p_u , utilizando os métodos apresentados para solos incoerentes, de Broms (1964b) e Reese et al. (1974). Posteriormente, numa segunda fase, procedeu-se à obtenção dos valores de f e H_u .

Nas tabelas 4.10, 4.11 e 4.12 estão apresentados os valores de f e H_u que foram obtidos no caso dos solos incoerentes estudados, respectivamente, nos casos em que ϕ' igual a 20°, 30° e 40°, sendo que os resultados para $\phi' = 20$ e 40° são apresentados no Anexo 5 e para $\phi' = 30^\circ$ são apresentados nos parágrafos 4.4.2, 4.4.3 e no Anexo 4. Para o análise dos resultados, será sempre tido como referência o CASO 2.1.

Tabela 4.10 – Valores de f e H_u para ϕ' igual a 20°, no caso dos solos incoerentes

	$\phi'=20^\circ$							
	CASO 2.1 ($d = 0,5\text{m}$ e $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$)		CASO 2.2 ($d = 1,0\text{m}$ e $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$)		CASO 2.3 ($d = 0,5\text{m}$ e $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$)		CASO 2.4 ($d = 1,0\text{m}$ e $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$)	
	f [m]	H_u [kN]	f [m]	H_u [kN]	f [m]	H_u [kN]	f [m]	H_u [kN]
Broms,1964b	1,71	44,33	2,19	145,17	1,33	53,74	1,71	177,31
Reese et al.,1974	1,98	39,93	2,79	118,20	1,44	50,53	2,17	145,92

Tabela 4.11 – Valores de f e H_u para ϕ' igual a 30°, no caso dos solos incoerentes

	$\phi'=30^\circ$							
	CASO 2.1 ($d = 0,5\text{m}$ e $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$)		CASO 2.2 ($d = 1,0\text{m}$ e $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$)		CASO 2.3 ($d = 0,5\text{m}$ e $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$)		CASO 2.4 ($d = 1,0\text{m}$ e $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$)	
	f [m]	H_u [kN]	f [m]	H_u [kN]	f [m]	H_u [kN]	f [m]	H_u [kN]
Broms,1964b	1,49	49,39	1,91	162,39	1,16	59,61	1,49	197,57
Reese et al.,1974	1,49	49,31	2,16	146,80	1,13	60,72	1,66	181,53

Tabela 4.12 – Valores de f e H_u para ϕ' igual a 40°, no caso dos solos incoerentes

	$\phi'=40^\circ$							
	CASO 2.1 ($d = 0,5\text{m}$ e $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$)		CASO 2.2 ($d = 1,0\text{m}$ e $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$)		CASO 2.3 ($d = 0,5\text{m}$ e $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$)		CASO 2.4 ($d = 1,0\text{m}$ e $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$)	
	f [m]	H_u [kN]	f [m]	H_u [kN]	f [m]	H_u [kN]	f [m]	H_u [kN]
Broms,1964b	1,27	55,52	1,64	183,42	0,99	66,62	1,27	222,08
Reese et al.,1974	1,12	61,11	1,67	180,81	0,93	69,16	1,30	219,24

Para maciço terroso com $\phi' = 30^\circ$, pode concluir-se que:

- A rotura da estaca, independentemente da variável alterada, ocorre sempre a pequenas profundidades.
- Com o aumento do d da estaca de 0,5 para 1,0 m, os valores de f dos métodos de Broms e de Reese et al. tendem a sofrer um aumento de 28 e 45%, respectivamente, enquanto que o valor de H_u , no caso do método de Broms sofre um aumento de 229%, enquanto que no método de Reese et al. o aumento verificado é de apenas 198%.
- Com o aumento do γ do solo de 10 para 20 kN/m³, os valores de f para ambos os métodos tendem a sofrer uma diminuição, aproximadamente de 23% em ambos os métodos, enquanto que os valores de H_u sofrem apenas um aumento de 22%.
- Com o aumento simultâneo de ambos os valores de d e γ , os valores de f do método de Broms tendem a não sofrer uma variação de valor, mas no método de Reese et al. sofre um aumento de 11%, enquanto que os valores de H_u , no caso do método de Broms sofre um aumento de 300%, e no método de Reese et al. o aumento é de apenas 268%.
- Independentemente do método utilizado para obtenção da carga última horizontal das estacas em solos incoerentes, é a variação do diâmetro da estaca que tem maior peso no valor final de H_u .
- Através da análise dos resultados apresentados nas tabelas 4.10 a 4.12 pode verificar-se que à medida que se aumenta o valor de ϕ' o método de Reese et al. é o mais conservativo em todos os casos quando $\phi' = 20^\circ$ mas, à medida que se vai aumentando o valor de ϕ' , os resultados obtidos com os dois métodos tendem a aproximar-se e até, nalguns casos, o método de Reese et al. torna-se o menos conservativo, podendo mesmo afirmar-se que quando $\phi' = 30^\circ$ e com $d = 0,5$ m, os dois métodos apresentam valores praticamente coincidentes.

Nas figuras 4.26 e 4.27 estão representados as variações de H_u com o aumento de ϕ' de 20° até 40° , respectivamente, para o método de Broms (1964b) e Reese et. al. (1974), sendo possível visualizar e confirmar graficamente as conclusões atrás retiradas para $\phi' = 30^\circ$. Estas figuras permitem também verificar que a alteração do valor do diâmetro da estaca (CASOS 2.2 e 2.4), de 0,5 para 1,0 m provoca maior variação no valor final de H_u do que a variação de γ' de 10 para γ de 20 kN/m³ (CASOS 2.1 e 2.3)

As figuras 4.26 e 4.27 permitem ainda observar que há uma variação praticamente linear entre H_u e ϕ' em ambos os métodos, crescendo H_u com o aumento de ϕ' e de forma mais acentuada para $d = 1,0$ m.

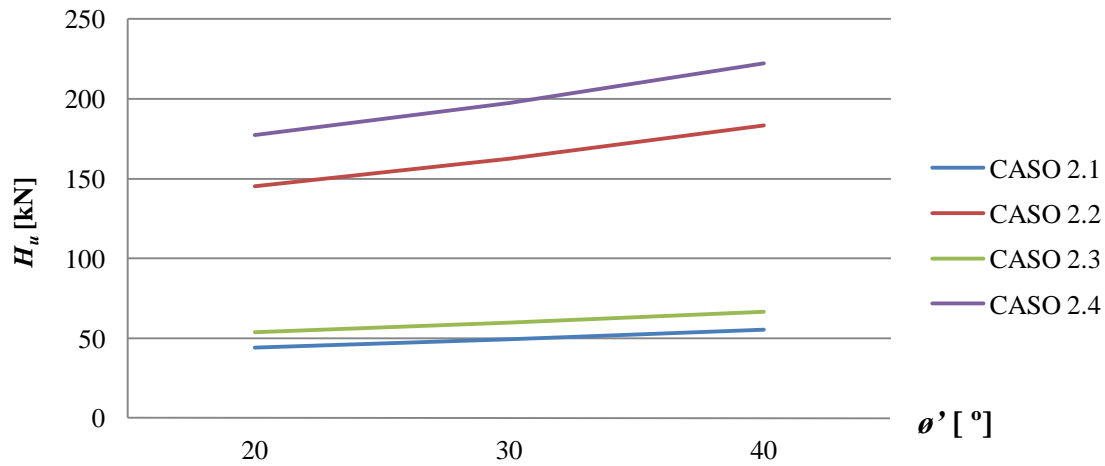


Figura 4.26 – Variação de H_u no caso do método de Broms (1964b) para $\phi' = 20^\circ, 30^\circ$ e 40°

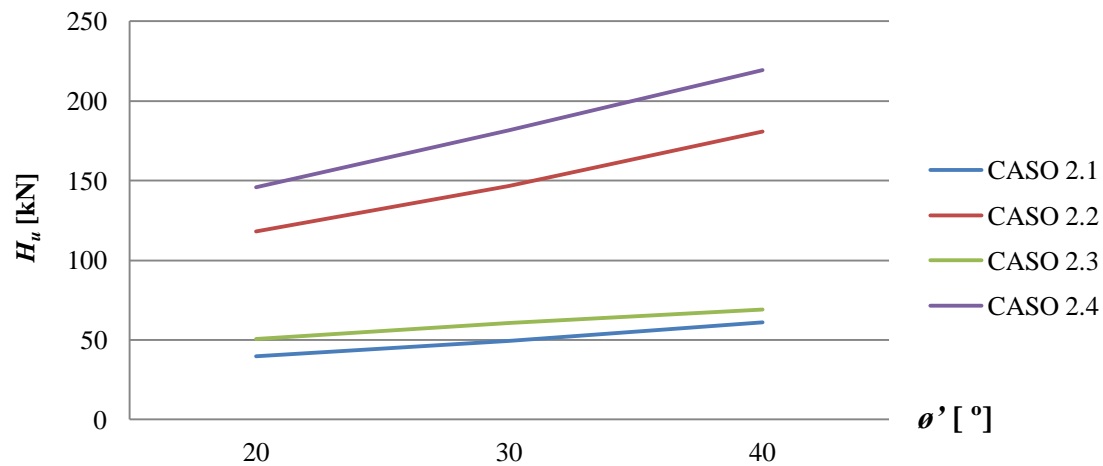


Figura 4.27 – Variação de H_u no caso do método de Reese et al. (1974) para $\phi' = 20^\circ, 30^\circ$ e 40°

Capítulo 5

Casos de obra

5.1 – Introdução

Os casos de obra analisados nesta dissertação têm por objectivo possibilitar uma comparação entre resultados obtidos em ensaios de carga e valores obtidos através das soluções teóricas anteriormente estudadas nos capítulos 2 e 3.

Os ensaios de carga horizontal em estacas foram realizados pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil a pedido da Junta Autónoma das Estradas, no fim da década de 80 do século XX. Os locais escolhidos para a realização destes ensaios foram, nomeadamente, nos rios Arade e Sado, aquando da construção das respectivas pontes, junto a Portimão no Algarve e em Alcácer do Sal no Alentejo.

As estacas, que foram construídas para aquele mesmo efeito, foram submetidas a cargas horizontais, com o propósito principal de analisar as extensões das armaduras longitudinais através de extensómetros colocados dentro de tubos extensométricos ao longo do seu fuste, até profundidades de 15 a 20 metros. Também foi possível obter medições dos deslocamentos e rotações ao nível da cabeça e ao longo do fuste das estacas, respectivamente, por métodos topográficos, clinómetros e inclinómetros (Varatojo, 1995).

Os ensaios eram dados como terminados quando os valores dos extensómetros começavam a divergir bastante do esperado, isto é, quando os mesmos começavam a apresentar valores anómalos cujo

aparecimento se justificou devido ao aparecimento de tracções no lado mais traccionado do fuste das estacas sujeitas a ensaio.

Desta forma, os valores de carga última horizontais, obtidos pelos ensaios de carga *in situ*, representam, na realidade, não a carga última de colapso horizontal da estaca associada à formação de uma rótula plástica no fuste, mas sim a carga crítica de fendilhação associada à aplicação de carregamento horizontal na cabeça das estacas sujeitas a ensaio.

É de salientar que os resultados destes ensaios foram extensamente analisados e tratados por diversos autores, nomeadamente, por Portugal (1992), Santos (1993) Varatojo (1995) e Sousa Coutinho (1995).

Para concluir, cabe salientar que os elementos constantes em relatórios geológicos/geotécnicos produzidos pela entidade responsável pela realização dos ensaios de carga em causa, a partir de diferentes campanhas de prospecção e ensaios quer *in situ* quer laboratoriais, apontam para valores a adoptar em projecto, o que pode contribuir para um elevado grau de conservadorismo dos valores a obter através da aplicação de propostas teóricas, tendo em vista a avaliação de cargas horizontais últimas (Varatojo, 1995).

5.2 – Ponte sobre o rio Arade

5.2.1 – Generalidades

A ponte sobre o rio Arade está situada a norte da cidade de Portimão e permite a ligação dos concelhos de Portimão e Lagoa, situados no distrito de Faro. A ponte está integrada na estrada nacional 125 e permite o atravessamento da ribeira da Boina e do rio Arade. Na figura 5.1 está apresentada uma fotografia da ponte, sendo possível visualizar que esta é uma ponte atirantada, com duas torres de betão armado em forma de V invertido (Varatojo, 1995).



Figura 5. 1 – Ponte sobre o rio Arade

A partir das condições geológicas e geotécnicas analisadas através da realização de ensaios no local de implantação da obra, a solução de fundação adoptada foi de fundações indirectas através de estacas moldadas *in situ* (estacas executadas com extracção do terreno), com diâmetros de 1,10m.

Como o objectivo dos ensaios de carga era levar as estacas à rotura quando sujeitas a carregamento horizontal, houve a necessidade de executar estacas para esse efeito, obedecendo aos mesmos requisitos das futuras estacas de serviço junto ao local de implantação de umas das torres da ponte. Sendo assim, foi executado um conjunto de 3 estacas, as quais obedeceram à disposição representada na figura 5.2, atingindo aproximadamente uma profundidade de 44,0m (LNEC, 1990b in Varatojo, 1995).

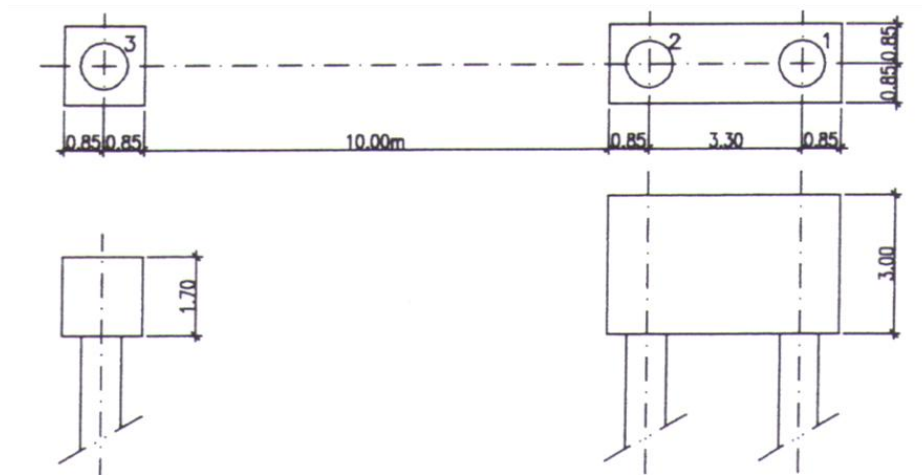


Figura 5. 2 – Representação esquemática das estacas ensaiadas na ponte sobre o rio Arade (adoptado de LNEC, 1990b)

Deste conjunto a estaca a ser estudada foi a estaca 3, sendo que as estacas 1 e 2 foram solidarizadas por um único maciço de encabeçamento, de forma a funcionarem como um maciço de reacção, e o espaço circundante ao maciço de encabeçamento foi preenchido com enrocamento, o qual foi compactado por meio da queda de um trépano. A excentricidade das cargas, e , aplicadas foi de 0,3m, no caso da estaca 3. Quanto às estacas 1 e 2, os elementos disponíveis carecem de informação relativamente a este valor (Varatojo, 1995).

5.2.2 – Características mecânicas das estacas ensaiadas

Na tabela 5.1 indicam-se as características mecânicas mais significativas das estacas ensaiadas (LNEC, 1990a, in Varatojo, 1995). O valor de M_{Cr} que interessa no âmbito deste trabalho foi obtido através da expressão 4.01 apresentada no capítulo 4, sendo apresentado o respectivo cálculo no Anexo 1 deste trabalho.

Tabela 5.1 – Características mecânicas das estacas ensaiadas na ponte sobre o rio Arade. (adaptado de Varatojo, 1995)

Estaca	Diâmetro [m]	Armadura longitudinal	M_{Cr} [kNm]	f_{ck} [MPa]	E_{ck} [GPa]	E_a [GPa]
1	1,10	12 ø 25	415,77	45,5	35,0	200
2	1,10	12 ø 25	415,77	43,3	33,5	200
3	1,10	12 ø 25	415,77	43,8	33,5	200
<p>onde:</p> <p>f_{ck} – valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade</p> <p>E_{ck} – valor do módulo de elasticidade característico do betão aos 28 dias de idade</p> <p>E_a – valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de uma armadura para betão armado</p>						

5.2.3 – Características geológicas e geotécnicas do terreno

Os processo de caracterização dos terrenos foram desenvolvidos em diferentes fases e incluíram diversos tipos de ensaios *in situ* e de laboratório (Profabril, 1981; Construções Técnicas, 1982; Tecnasol, 1987). Durante a construção da obra houve a necessidade de realizar campanhas de prospecção complementares (Construções Técnicas, 1988), tendo sido efectuada uma série de 45 sondagens de penetração dinâmica nas zonas das fundações da ponte (Varatojo, 1995).

Com base naqueles elementos, foi possível traçar um perfil geológico-geotécnico representativo do local de implantação das fundações da ponte (LNEC, 1990a), sendo que o perfil tipo está representado na figura 5.3.

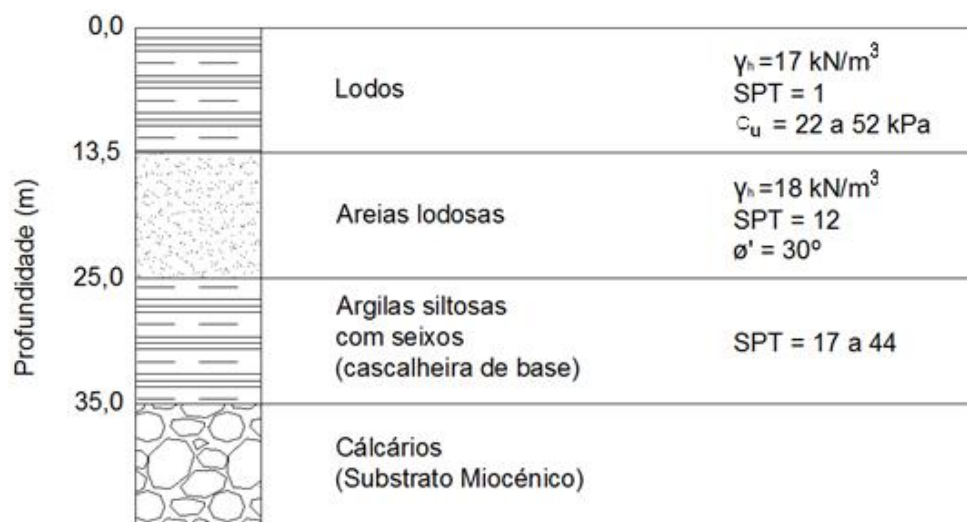


Figura 5.3 – Perfil geológico-geotécnico relativo aos ensaios de carga na ponte sobre o rio Arade (in Varatojo, 1995)

Pela interpretação da figura 5.3, é possível verificar que a ponte sobre o rio Arade se desenvolve sobre formações aluvionares (lodos, areias lodosas e cascalheira de base), sobre uma formação rochosa calcária (Varatojo, 1995).

5.2.4 – Resultados obtidos experimentalmente e pelos métodos estudados

5.2.4.1 – Resultados obtidos experimentalmente

Nesta secção da dissertação apenas interessa considerar o comportamento da estaca 3, uma vez que esta é a única estaca que pode ser tomada como isolada no contexto do ensaio apresentado.

Pela análise dos registos obtidos experimentalmente na estaca 3 e das análises de resultados efectuados por diferentes autores sobre a mesma, considerou-se que o valor da carga última horizontal do ensaio da estaca, H_u^{EXP} , é de 375 kN, sendo que os extensómetros colocados na estaca, quando sujeitos a este nível de carga horizontal, começaram a mostrar valores anómalos que indiciam o aparecimento de fendilhação na secção de betão (Varatojo, 1995).

Não é possível garantir que o valor de $H_u^{EXP} = 375 \text{ kN}$ seja o mais adequado para efeitos de estudo comparativo que se pretende realizar. De facto, como os extensómetros não estavam localizados na periferia da estaca, os registos anómalos só foram detectados quando, para determinado valor de carga aplicada, as fendas atingiram a posição dos extensómetros, isto é, o valor de H_u^{EXP} deverá

corresponder a um valor inferior, tendo em conta o critério adoptado para definir a carga última horizontal: início da fendilhação no lado mais traccionado da estaca.

5.2.4.2 – Análise dos resultados obtidos pelos métodos estudados

Na tabela 5.2 encontram-se os parâmetros geotécnicos considerados no cálculo. No caso do rio Arade apenas interessaram os valores correspondentes ao primeiro estrato, devido ao facto de ser ao longo deste comprimento que vai ocorrer a rotura na estaca 3, devido à elevada espessura da camada superficial de lodos.

Face à informação geológica e geotécnica disponível, considera-se o valor de $c_u = 40$ kPa para a primeira camada de lodos, uma vez que se tomou este valor como sendo o valor médio de c_u dessa camada e justificando-se também este valor face aos resultados obtidos no estudo paramétrico que mostrou variações do valor de H_u na ordem dos 7 a 14% entre resultados obtidos com diferentes quocientes c_u/σ_v , usando diferentes métodos, isto é, a variação média entre todos os resultados é da ordem dos 10%, não se justificando a necessidade de tomar em consideração alguma lei de variação da resistência do solo com a profundidade.

Tabela 5.2 – Parâmetros geotécnicos considerados no cálculo – Ponte sobre o rio Arade

Estrato	Descrição	Prof. [m]	Parâmetros de resistência do solo	γ' [kN/m ³]
1	Lodos	0 – 13,5	$c_u = 40$ kPa	7
2	Areias lodosas	13,5 - 25	-	-
3	Areias siltosas c/ seixos	25 - 35	-	-
4	Cálcarios (substrato rochoso)	35 - 00	-	-

Através dos métodos teóricos anteriormente estudados para solos coerentes, respectivamente, os métodos de Broms (1964a) , Matlock (1970), Reese et al. (1975) e Sullivan et al. (1980), foram obtidos as variações de p_u respectivos, representados na figura 5.4.

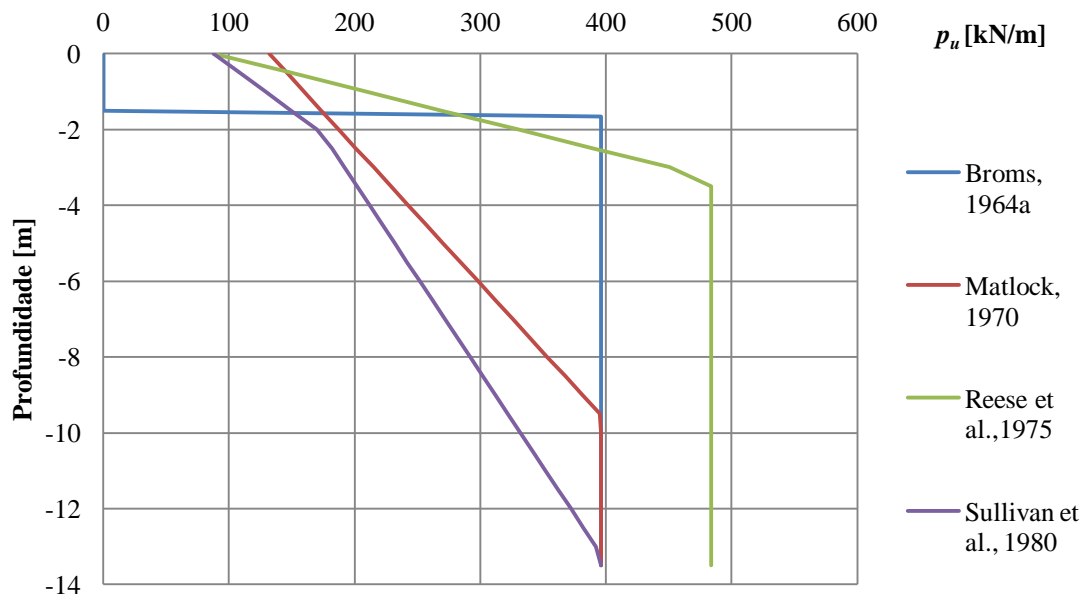


Figura 5.4 – Variação de p_u com a profundidade, ao longo da primeira camada de lodos

Na tabela 5.3 são apresentados os valores de f e H_u obtidos através dos processos de cálculo utilizados no capítulo 4.3 para solos coerentes.

Tabela 5.3 – Valores de f e H_u relativos aos cálculos teóricos realizados sobre as condições dos ensaios de carga no rio Arade

	f [m]	H_u [kN]	H_u / H_u^{EXP}
Broms, 1964a	2,13	189,87	0,51
Matlock, 1970	1,57	308,21	0,82
Reese et al., 1975	1,62	300,97	0,80
Sullivan et al., 1980	2,00	254,90	0,68

As tabelas de cálculo relativos à obtenção dos valores de p_u , f e H_u para o caso do rio Arade são apresentados no Anexo 6, devendo ter-se ainda em conta a informação relevante apresentada no Anexo 1.

5.2.5 – Conclusões

Todos os métodos estudados deram valores inferiores em relação ao valor obtido experimentalmente no caso do rio Arade. O método mais conservativo é o método de Broms e o menos conservativo o método apresentado por Matlock.

O método apresentado por Broms (1964a), apresenta um valor de H_u bastante inferior aos dos restantes métodos, apresentando valores abaixo de metade dos valores obtidos experimentalmente. Considera-se que estes resultados se justificam devido à hipótese de base que constitui a proposta de Broms (1964a), no que se refere aos diagramas de pressão últimas no solo, por desprezar a resistência horizontal na zona frontal das estacas numa profundidade correspondente aos primeiros $1,5d$. Esta hipótese, talvez mais realista em solos ligeiramente sobreconsolidados nas zonas mais superficiais dos maciços terrosos, conduz assim a resultado conservador no caso em apreço.

O método que se aproximou mais ao valor obtido experimentalmente foi o método de Matlock (1970), sendo esta diferença de apenas 18%, tendo por referência o resultado do valor da carga última horizontal do ensaio da estaca. Era de esperar tal resultado, uma vez que, o método de Matlock foi desenvolvido para argilas moles, que é o caso do rio Arade, no que se refere ao tipo de terreno existente na zona mais superficial dos terrenos analisados.

O método de Reese et al. (1975), embora desenvolvido para argilas rijas, não apresenta valores muito dispares relativamente aos obtidos através do método de Matlock (1970), sendo que os resultados obtidos através de ambos os métodos têm apenas uma diferença de 20%, tendo por referência o resultado do valor da carga última horizontal do ensaio da estaca.

O método unificado apresentado por Sullivan et al. (1980) acaba por apresentar um resultado mais conservativo, em relação aos dois métodos que serviram de referência à sua formulação, respectivamente, os métodos de Matlock (1970) e Reese et al. (1975).

A profundidade de rotura obtida pelos métodos teóricos apresentados seguem a mesma conclusão obtida no capítulo 4, ou seja, que a rotura ocorre a profundidades bastante próximas da superfície, ainda que do ponto de vista experimental essa informação não seja possível de confirmar de forma conclusiva, tendo por base a informação dos relatórios dos ensaios.

5.3 – Ponte sobre o rio Sado

5.3.1 – Generalidades

O traçado do IC1, na zona de Alcácer do Sal, combina um conjunto de obras de arte: viadutos de acesso e a ponte sobre o rio Sado. Pela figura 5.5 é possível verificar que estas obras de arte formam um conjunto estrutural contínuo em toda a extensão da baixa aluvionar, mas que o comportamento se mantém distinto devido à existência de juntas de dilatação (Grid, 1989 in Varatojo, 1995).



Figura 5.5 – Ponte sobre o rio Sado

A partir das condições geológicas e geotécnicas confirmadas através de ensaios no local de implantação da obra, verifica-se uma alteração significativa da espessura das aluviões. Devido a este facto, foi adoptada uma solução de fundações indirectas através de estacas moldadas *in situ* (estacas executadas com extracção do terreno), com diâmetros de 1,00m nos viadutos de acesso e de 1,20m na ponte propriamente dita (in Varatojo, 1995).

Havendo a necessidade de levar os ensaios à rotura, foram construídos para esse efeito um conjunto de dois tipos de estacas, tendo estas que obedecer aos mesmos requisitos das futuras estacas de serviço, nomeadamente, os ensaios 1 e 2 (LNEC, 1990a in Varatojo, 1995). A figura 5.5 mostra a disposição em planta dos dois conjuntos de estacas ensaiados (LNEC, 1990b in Varatojo, 1995).

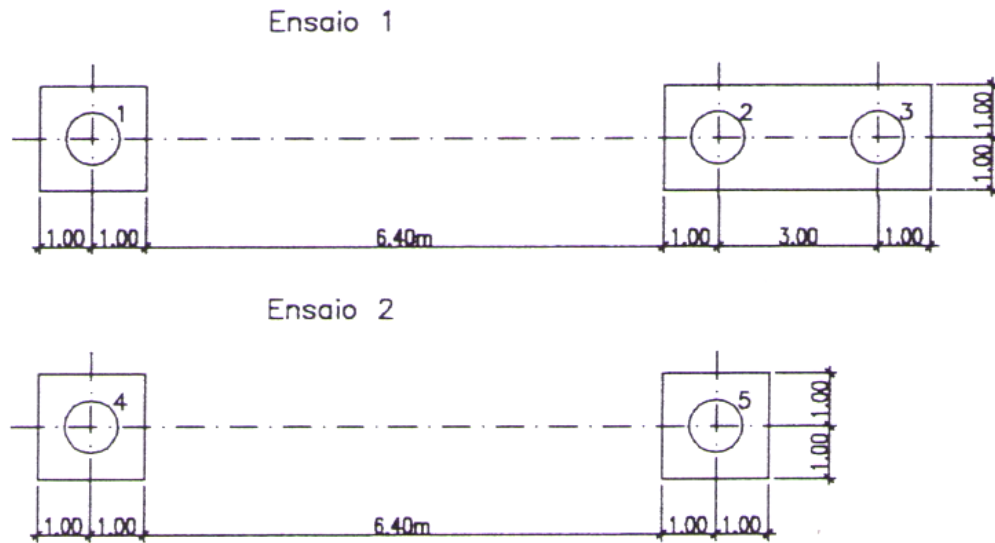


Figura 5.6 – Representação esquemática das estacas ensaiadas na ponte sobre o rio Sado (in Varatojo, 1995)

O ensaio 1 foi realizado junto ao viaduto de acesso norte, tendo sido construídas três estacas com diâmetros de 1,00m e cerca de 24m de comprimento. A estaca 1 foi encabeçada por um maciço e as estacas 2 e 3 foram solidarizadas através de um maciço de encabeçamento “rígido”. O ensaio consistiu em impor o afastamento entre o dois conjunto de estacas. A excentricidade das cargas foi de 0,10 e 0,12m, relativamente à superfície do terreno, para a estaca 1 e para o grupo formado pelas estacas 2 e 3, respectivamente (in Varatojo, 1995).

O ensaio 2 foi realizado junto da ponte, tendo sido executadas duas estacas com diâmetro de 1,20m e cerca de 40m de comprimento, encabeçadas por maciços. O ensaio consistiu também em provocar o afastamento entre si, sendo a excentricidade das cargas de 0,20 e 0,16m, respectivamente nas estacas 4 e 5 (LNEC, 1990c in Varatojo, 1995).

5.3.2 – Características mecânicas das estacas ensaiadas

Na tabela 5.4 indicam-se as características mecânicas mais significativas para estacas ensaiadas (LNEC, 1990b, in Varatojo, 1995). O valor de M_{Cr} que interessa no âmbito deste trabalho foi obtido através da expressão 4.01 apresentada no capítulo 4, sendo que no Anexo 1 está apresentada a respectiva folha de cálculo.

Tabela 5.4 - Características mecânicas das estacas ensaiadas na ponte sobre o rio Sado. (adaptado de Varatojo, 1995)

Estaca	Diâmetro [m]	Armadura longitudinal	M_{Cr} [kNm]	f_{ck} [MPa]	E_{ck} [GPa]	E_a [GPa]
1	1,00	30 ϕ 20	255,25	26,8	29,0	200
2	1,00	30 ϕ 20	255,25	28,5	29,5	200
3	1,00	30 ϕ 20	255,25	28,2	29,5	200
4	1,20	35 ϕ 25	367,57	33,5	30,5	200
5	1,20	35 ϕ 25	367,57	29,0	30,5	200

5.3.3 – Características geológicas e geotécnicas do terreno

Os processo de caracterização do terreno foi efectuado com base em ensaios *in situ* de penetração dinâmica. Apenas se dispõe de perfis de sondagens relativos às sondagens mecânicas de percussão (Construções Técnicas, 1989).

Com base nestes elementos foi possível traçar um perfil geológico-geotécnico representativo do locais de implantação das fundações do viaduto e da ponte (in Varatojo, 1995), sendo que o perfil tipo está representado nas figuras 5.7 e 5.8.

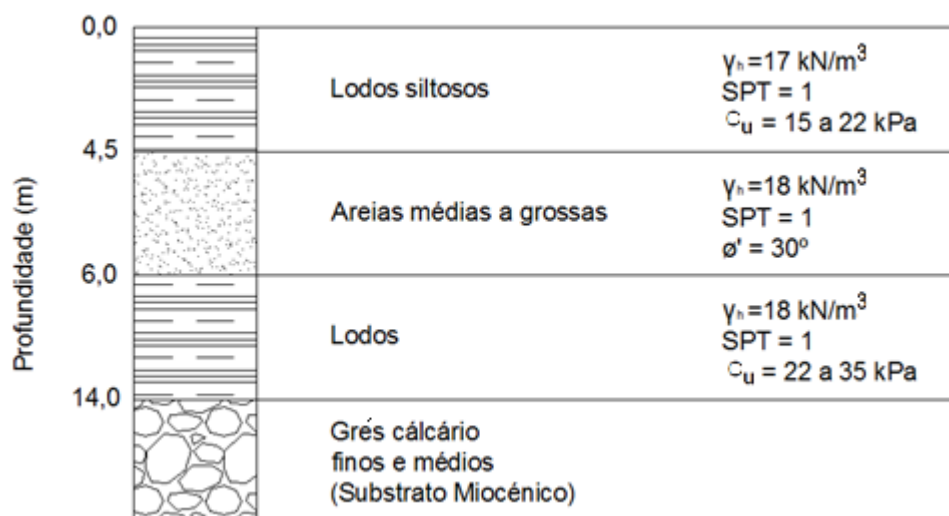


Figura 5.7 – Perfil geológico-geotécnico relativo ao local do ensaio de carga 1 na ponte sobre o rio Sado (in Varatojo, 1995)

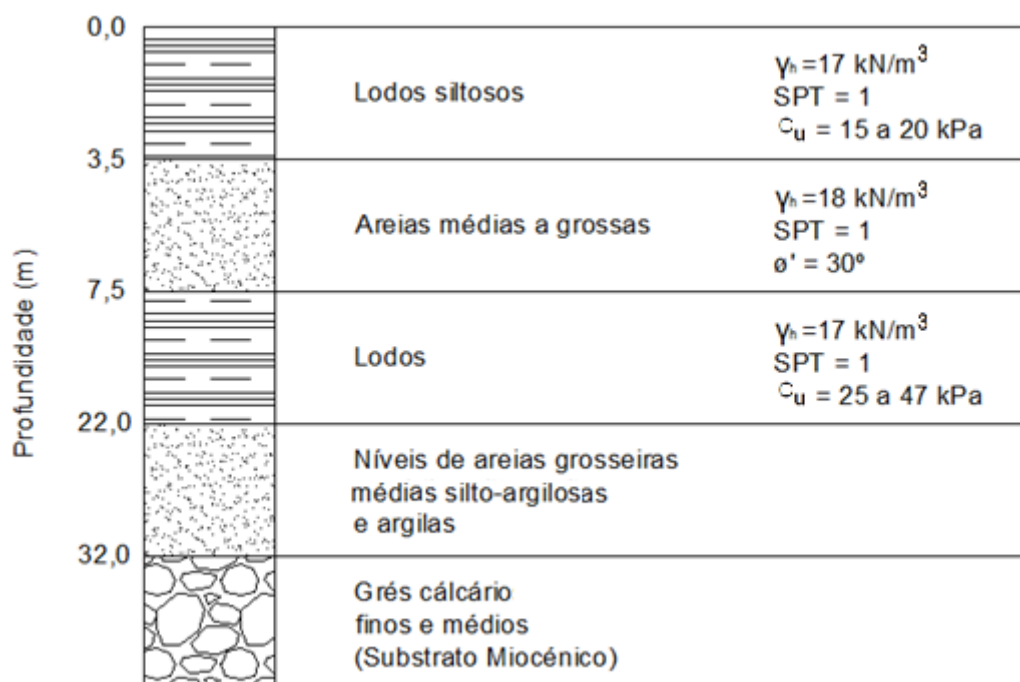


Figura 5.8 – Perfil geológico-geotécnico relativo ao local do ensaio de carga 2 na ponte sobre o rio Sado (in Varatojo, 1995)

Pela interpretação das figuras anteriores, verifica-se que a ponte sobre o rio Sado se desenvolve sobre formações aluvionares, compostas essencialmente por várias camadas de lodos e areias médias a grossas sobre uma estrato rochoso de grés calcário (Gepla, 1987 in Varatojo, 1995).

Tal como no caso do rio Arade, apenas interessaram os valores correspondentes ao primeiro estrato, devido ao facto de ser ao longo deste comprimento que vai ocorrer a rotura nas estacas, devido à espessura da camada superficial de lodos.

5.3.4 – Resultados obtidos experimentalmente e pelos métodos estudados

5.3.4.1 – Resultados obtidos experimentalmente

Para análise dos resultados experimentais deste caso de obra, apenas é considerado o comportamento das estacas 1 e 4 relativas, respectivamente, aos ensaios 1 e 2, uma vez que foi relativamente a estas estacas isolados que se obtiveram valores de rotura para os carregamentos impostos e, porque os registos experimentais associados à estaca isolada número 5, sugeriram valores anómalos.

Pela análise dos resultados obtidos experimentalmente no caso da estaca 1, considerou-se que o início da fendilhação se deu para os valores de H_u^{EXP} entre 155 e 190 kN, e que no caso da estaca 4, H_u^{EXP} entre 250 e 300kN (Portugal, 1992). Será tido em conta este intervalo de valores, uma vez que não é possível garantir com exactidão quando começou a ocorrer a fendilhação da estaca, por os extensómetros se situarem não à face da secção de betão mas numa zona mais no seu interior.

5.3.4.2 – Análise dos resultados obtidos pelos métodos estudados

No caso do rio Sado, tal como no caso do rio Arade, apenas se teve em conta a primeira camada de lodos, visto ser nessa camada que ocorre a rotura das estacas. Nas tabelas 5.5 e 5.6 encontram-se os parâmetros geotécnicos considerados nos cálculos, respectivamente, das estacas 1 e 4.

Face à informação geológica e geotécnica disponível, considerou-se o valor de $c_u = 20$ kPa, para a primeira camada de lodos para ambos os ensaios de carga no rio Sado, pela mesma razão já apontada no caso do rio Arade.

Tabela 5.5 – Parâmetros geotécnicos considerados no cálculo da estaca 1 – Ponte sobre o rio Sado

Ensaio 1 – Estaca 1	Estrato	Descrição	Prof. [m]	Parâmetros de resistência do solo	γ' [kN/m ³]
	1	Lodos siltosos	0 – 4,5	$c_u = 20$ kPa	7
	2	Areias médias a grossas	4,5 – 6,0	-	-
	3	Areias siltosas c/ seixos	6,0 - 14	-	-
	4	Cálcaros (Substrato rochoso)	14 - 00	-	-

Tabela 5.6 – Parâmetros geotécnicos considerados no cálculo da estaca 4 – Ponte sobre o rio Sado.

Ensaio 2 – Estaca 4	Estrato	Descrição	Prof. [m]	Parâmetros de resistência do solo	γ' [kN/m ³]
	1	Lodos siltosos	0 – 3,5	$c_u = 20$ kPa	7
	2	Areias médias a grossas	3,5 – 7,5	-	-
	3	Areias siltosas c/ seixos	7,5 - 22	-	-
	4	Níveis de areias grosseiras a médias silto-argilosas e argilas	22 - 32	-	-
	5	Cálcaros (Substrato rochoso)	32 - 00	-	-

Nas figuras 5.9 e 5.10 estão representados as variações de p_u , respectivamente, para as estacas 1 e 4.

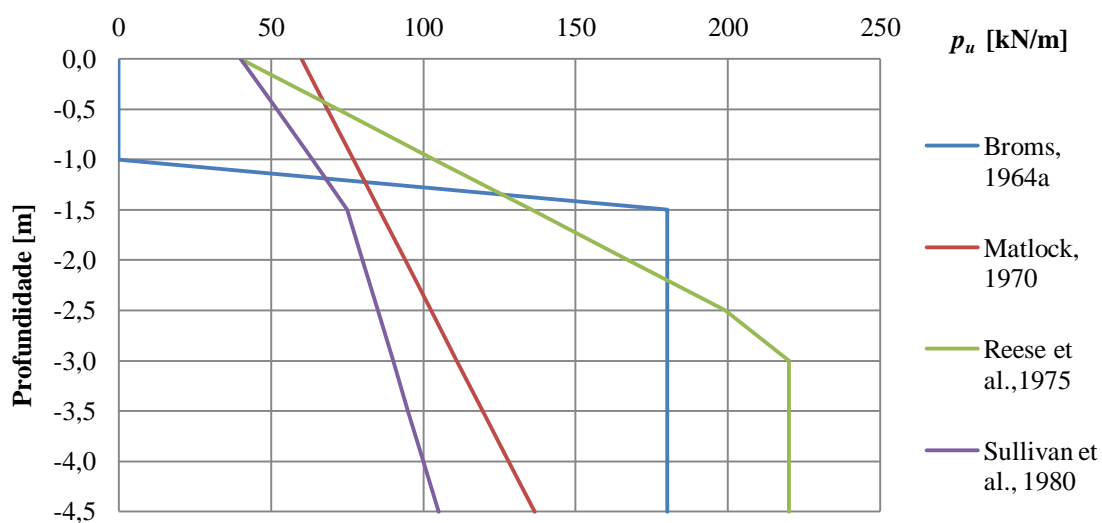


Figura 5.9 – Variação de p_u no caso da estaca 1, ao longo da primeira camada de lodos

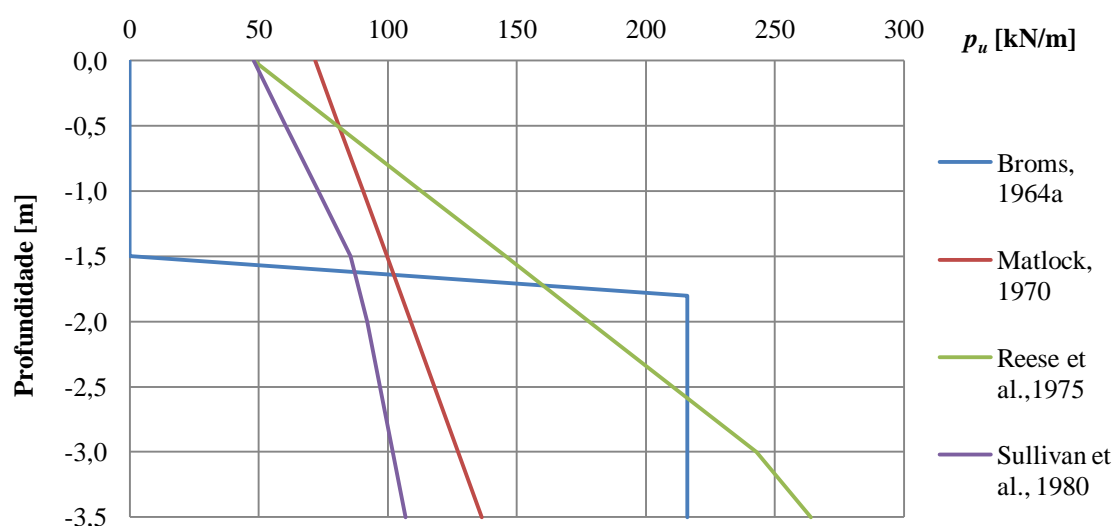


Figura 5.10 – Variação de p_u no caso da estaca 4, ao longo da primeira camada de lodos

Na tabela 5.7 estão representados os valores de f e H_u obtidos através do mesmo processo de cálculo efectuado na capítulo 4.3.

Tabela 5.7 – Valores de f e H_u da estaca 1, para o caso da Ponte sobre o rio Sado

	f [m]	H_u [kN]	H_u / H_u^{EXP}	
			$H_u^{EXP} = 155$ kN	$H_u^{EXP} = 190$ kN
Broms, 1964a	2,22	130,13	0,84	0,68
Matlock, 1970	1,60	218,50	1,41	1,15
Reese et al., 1975	1,90	186,75	1,20	0,98
Sullivan et al., 1980	2,35	153,24	0,99	0,81

Tabela 5.8 – Valores de f e H_u da estaca 4, para o caso da Ponte sobre o rio Sado

	f [m]	H_u [kN]	H_u / H_u^{EXP}	
			$H_u^{EXP} = 250$ kN	$H_u^{EXP} = 300$ kN
Broms, 1964a	2,52	155,72	0,62	0,52
Matlock, 1970	1,73	271,35	1,09	0,90
Reese et al., 1975	2,05	234,72	0,94	0,78
Sullivan et al., 1980	2,53	194,79	0,78	0,65

As tabelas de cálculo relativas à obtenção dos valores de p_u , f e H_u , para o rio Sado, são apresentados no Anexo 7.

5.3.5 – Conclusões

Ao contrário do verificado no caso do rio Arade, alguns dos métodos estudados no caso do rio Sado, dão valores superiores de H_u em relação aos resultados obtidos experimentalmente, embora o método mais conservativo continue a ser o método de Broms (1964a) e o menos conservativo o método apresentado por Matlock (1970).

O método proposto por Broms (1964a), aplicado ao caso das estacas 1 e 4, apresenta valores de H_u bastante inferiores aos dos restantes métodos, e tal facto segue a mesma explicação já apresentados anteriormente, a propósito do ensaio no rio Arade.

Também aqui, o método menos conservativo, sendo que nalguns casos até ultrapassou o valor da carga última experimental, foi o método de Matlock (1970), tomando por referência os valores de $H_u^{EX,P}$. Esta diferença varia entre 41 e 15%, no caso da estaca 1, enquanto que a estaca 4, apresenta um valor superior de apenas 9% e inferior de 10%, respectivamente, para $H_u^{EXP} = 155$ e 190 kN. Era de esperar que este método apresentasse valores mais parecidos com os resultados experimentais, uma vez que o método de Matlock (1970) foi desenvolvido para argilas moles.

O método de Reese et al. (1975), embora desenvolvido para argilas rijas, não conduz a resultados muito dispares dos obtidos através da utilização do método de Matlock (1970), sendo que os valores obtidos através de ambos os métodos têm apenas uma diferença na ordem de 14%, tendo por referência os resultados do método de Matlock (1970).

O método unificado apresentado por Sullivan et al. (1980), tal como verificado no caso do rio Arade, acaba por apresentar valores mais conservativo em relação aos dois métodos nos quais se baseou a sua formulação, respectivamente, os métodos de Matlock (1970) e de Reese et al. (1975).

A profundidade de rotura obtida para ambas as estacas segue a mesma lógica dos casos anteriores, ou seja, a rotura ocorre a profundidades bastante reduzidas, embora não seja possível confirmar o comportamento em obra, tendo por base os resultados disponíveis sobre estes ensaios de carga.

Capítulo 6

Conclusões finais e futuros desenvolvimentos

6.1 – Conclusões finais

O trabalho que agora se conclui aborda a avaliação da carga última de estacas carregadas horizontalmente, baseando-se em métodos clássicos teóricos e também em propostas de avaliação relativas à distribuição de pressões últimas mobilizadas nos terrenos e na zona frontal das estacas, enquadradas na definição das habitualmente designadas curvas p - y .

Foi elaborado um estudo paramétrico que teve por objectivo o estudo do efeito da variação de d e γ no valor da carga última horizontal de estacas flutuantes flexíveis de cabeça livre inseridas em maciços homogêneos, caracterizados através do ângulo de resistência ao corte ou da resistência não drenada dos terrenos em profundidade.

De forma a complementar este estudo paramétrico, no caso dos solos coerentes, e embora optando-se genericamente pela expressão $c_u/\sigma'_v = 0,22$, para caracterizar o acréscimo de resistência não drenada com a profundidade, foi elaborado um estudo mais detalhado onde se atribuíram valores de $c_u/\sigma'_v = 0,15$ e $0,40$, valores tomados como limites inferiores e superiores em casos de maciços normalmente consolidados, de forma a estudar a influência deste quociente no valor final da carga última horizontal.

Para o caso dos solos incoerentes, embora o estudo paramétrico incida primariamente num valor de ângulo de resistência ao corte de 30° , optou-se também por fazer um estudo mais detalhado,

introduzindo uma variação deste parâmetro, nomeadamente, considerando um valor de 20 e 40°, de forma a verificar a influência deste no valor final da carga última horizontal.

Posteriormente, foram estudados dois casos de obra, nomeadamente, a ponte do rio Arade e rio Sado, cujos ensaios de carga horizontal em estacas foram realizados pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil a pedido da Junta Autónoma das Estradas.

No estudo paramétrico concluiu-se que, quer em presença de solos coerentes, quer de solos incoerentes, a rotura das estacas ocorre nos primeiros metros de profundidade e que fazendo variar o diâmetro e/ou o peso volúmico do solo é com o aumento do diâmetro que o valor da carga última horizontal sofre maior aumento.

No caso dos solos coerentes, e utilizando quatro métodos teóricos, nomeadamente, Broms (1964a), Matlock (1970), Reese et al. (1975) e Sullivan et al. (1980), é o método de Broms (1964a) que apresenta valores menos conservadores da carga última horizontal, podendo concluir-se que, no caso do estudo paramétrico, onde o método de Broms (1964a) considera um valor uniforme da resistência não drenada, o mesmo já não acontece nos restantes métodos onde o valor de c_u foi tomado crescendo em profundidade com a relação $c_u = 0,22 \sigma'_v$.

Entre os três métodos, Matlock (1970), Reese et al. (1975) e Sullivan et al. (1980), os métodos de Matlock (1970) e Reese et al. (1975), embora sendo desenvolvido para diferentes tipos de argilas, respectivamente, argilas moles e rijas, apresentam resultados relativamente próximos. O método de Sullivan et al. (1980), método desenvolvido a partir dos dois métodos anteriores, para se enquadrar em qualquer tipo de argila, conduziu aos valores de carga última horizontal mais conservadores.

Em relação ao estudo de variação de c_u/σ'_v , no caso dos solos coerentes, tomando o valor de $c_u/\sigma'_v = 0,22$ como valor de referência, o valor final de H_u para $c_u/\sigma'_v = 0,15$ e $0,40$, conduziram a uma diminuição entre 7 e 11% e uma aumento entre 8 e 14%, respectivamente, variação esta que inclui todos os métodos estudados nos capítulos anteriores.

No caso dos solos incoerentes, apenas se utilizaram dois métodos teóricos, Broms (1964b) e Reese et al. (1974), métodos que permitiram obter valores bastante idênticos quando se está perante um valor de ângulo de resistência ao corte do maciço terroso igual a 30°, verificando-se que com o aumento da resistência de corte, o valor da carga última horizontal também aumenta, havendo uma variação quase linear entre a carga última e o ângulo de resistência ao corte do solo, e de forma mais acentuada com o aumento do diâmetro da estaca.

Os casos de obra analisados mostram algumas coincidências com os resultados do estudo paramétrico, sendo que a profundidade de rotura ocorre sempre a pequenas profundidades tanto para o caso do rio Arade, como para o rio Sado.

Ao utilizar-se um valor uniforme de resistência não drenada na análise dos casos de obra, a utilização do método de Broms (1964a) torna-se o método mais conservativo, ao contrário do verificado no estudo paramétrico, apresentando valores de carga última horizontal com cerca de metade dos valores experimentais.

No caso do rio Arade, todos os métodos utilizados conduziram a valores abaixo da carga última horizontal experimental, sendo que o método de Matlock (1980), método este desenvolvido para argilas moles, foi o que originou o valor mais próximo, cerca de 18% inferior.

No caso do rio Sado, o método de Matlock (1980) continua a ser o método que apresenta valores mais próximos das cargas últimas horizontais experimentais, apesar de neste caso apresentar valores acima destes.

Note-se que, na análise dos casos de obra, o critério de rotura para definir a carga última horizontal foi seleccionar o valor de carga aplicada que dava início à fendilhação da secção da estaca e que, sendo esta escolha fortemente condicionada pela localização dos extensómetros e saber-se que estes não estavam colocados no contorno da secção transversal das estacas, permite concluir que não é possível conhecer com exactidão o valor último experimental.

6.2 – Futuros desenvolvimentos

Com este trabalho tentou contribuir-se para uma melhor compreensão dos métodos teóricos disponíveis na bibliografia para avaliação da carga última de estacas carregadas horizontalmente.

Face às limitações destes métodos, seria interessante a possibilidades de realizar estudos em tensão/deformação, recorrendo a outras leis de comportamento para o solo, em alternativa ao modelo rígido-plástico com critério de rotura expresso pela lei de Mohr-Coulomb, a que todos os métodos utilizados recorrem.

Por outro lado, como as características da resposta de uma estaca sujeita a carregamento horizontal envolve campos de tensão e deformação tridimensionais e todos os métodos utilizados tratam o problema de forma bidimensional, seria também interessante recorrer a análises tridimensionais, obviamente que numéricas, para avaliação de carga última horizontal.

Acresce ainda que estas análises, a desenvolver no futuro, deveriam ainda admitir a possibilidade de descrever o comportamento do material que constitui o fuste das estacas para níveis de carregamento elevados, capazes de dar início à fendilhação do material.

Para finalizar, os estudos a desenvolver deveriam ser generalizados para outras condições de constrangimento da cabeça e da ponta das estacas e tratar ainda grupos de estacas.

Referências bibliográficas

- Broms, B. B. (1964a): *Lateral resistance of piles in cohesive soils*, J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, vol. 90, SM3, p. 27-63
- Broms, B. B. (1964b): *Lateral resistance of piles in cohesionless soils*, J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, vol. 90, SM3, p. 123-156
- Budhu, M. (2000): *Soil Mechanics and Foundations*, John Wiley & Sons.
- Christensen, N. H. (1961): *Model tests with transversally loaded rigid piles in sand*, Danish Geotech. Inst., Bull. nº 12, p. 1-9.
- Construções Técnicas (1982): *Ponte do Arade – Estudos geológicos e geotécnicos*.
- Construções Técnicas (1988): *Ponte sobre o rio Arade – Projecção geotécnica complementar*.
- Construções Técnicas (1989): *Ponte sobre o rio Sado – Gráficos de sondagem*.
- Durão, S. L. D. L. P. (1999): *Aterros sobre solos lodosos*. Dissertação de mestrado em Mecânica dos Solos, FCT/UNL.
- Fleming, W. G. K., Weltman, A. J., Randolph, M. F., and Elson, W. K. (1992): *Piling engineering*. Surrey University Press, London
- Hansen, J. B. (1961): *The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces*, Danish Geotech. Inst., Bull. nº 12, p. 1-9.
- Fleming, K.; Weltman, A.; Randolph, M.; Elson K. (2009): *Piling Engineering*, Third Edition, Taylor and Francis Group, London and New York.
- LNEC (1990b): *Ponte do Arade. Ensaio de estacas submetidas a solicitações horizontais*. Relatório 88/90 – N.F.
- Matlock, H. (1970): *Correlations for Design of laterally loaded piles in soft clay*, Proc. 2nd Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, Vol. 1, p. 1204

- Matlock, H.; Reese, L. C. (1960): *Generalized solutions for laterally loaded piles*, J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, vol. 86, SM5, p. 63-91.
- Matos Fernandes, M. (2006): *Mecânica dos Solos – Conceitos e Princípios Fundamentais*. Vol. 1. Edições FEUP.
- Mesri, G. (1975): *Discussion: new design procedure for stability of soft clays*. J. Geotech. Eng. Div., ASCE, 101 (GT4), p. 409-412.
- Meyerhof, G. G., Mathur, S. K., and Valsangkar, A. J. (1981): *Lateral resistance and deflection of rigid wall and piles in layered soils*. Can. Geotech. J., 18, 159–170.
- Petrasovits, G., and Award, A. (1972): *Ultimate lateral resistance of a rigid pile in cohesionless soil*. Proc., 5th European Conf. on SMFE 3, The Spanish Society of Civil Engineering.
- Portugal, J. (1992): *Análise e dimensionamento de estacas sujeitas a cargas laterais*, Dissertação de Mestrado em Mecânica dos Solos, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Portugal.
- Poulos, H. G., and Davis, E. H. (1980): *Pile foundation analysis and design*, Wiley, New York.
- Prasad, Y. V. S. N., and Chari, T. R. (1999): *Lateral capacity of model rigid piles in cohesionless soils*. Soils Found., 39(2), 21–29.
- Profabril (1981): *Variante à E.N. 125 em Portimão. Projecto de execução. Estudo geológico e geotécnico*.
- Reese, L. C.; Cox, W. R.; Koop, F. D. (1974): *Analysis of laterally loaded piles in sand*, Proc. 6nd Annual Offshore Technology Conference, paper OTC n°2080, Dallas Texas, p. 473-483.
- Reese, L. C.; Cox, W. R.; Koop, F. D. (1975): *Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clays*, Proc. 7nd Annual Offshore Technology Conference, paper n°2312, Dallas Texas, p. 671-679.
- Santos, J. A. (1993): *Comportamento de estacas verticais sob acção de cargas horizontais estáticas*, Dissertação de Mestrado em Mecânica dos Solos, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Portugal.
- Sousa Coutinho, A. F. G. (1995): *Comportamento de estacas verticais carregadas lateralmente à superfície*. Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil pelo Instituto Superior Técnico de Lisboa, Portugal.
- Sullivan, W. R.; Reese, L. C.; Fenske, C.W. (1980): *Unified method for analysis of laterally loaded piles in clay*, Proc. conf. on Numerical Methods in Offshore Piling, ICE, p. 135-146.
- Tecnasol (1987): *Pontes sobre o rio Arade e Ribeira da Boina. Relatório do reconhecimento geológico*.
- Terzaghi, K. (1955): *Evaluation of coefficients of subgrade reaction*, Géotechnique Vol. V, n°4, p. 297-326.
- Varatojo, P. (1986): *Solicitações horizontais estáticas aplicadas a estacas verticais*, Dissertação de Mestrado em Mecânica dos Solos, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Portugal.

- Varatojo, P. (1995): *Estacas carregadas horizontalmente. Análise e dimensionamento*, Tese de Doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Portugal.
- Varatojo, P. (1997): *Dimensionamento de estacas carregadas horizontalmente através do Eurocódigo 7*, Sessão Evocativo dos 25 Anos de SPG, pp. II-113 / II-150, LNEC.
- Verdeyen, J.; Gillet, J. (1967): *La résistance des fondations profondes sous l'effet de charges transversales appliquées au-dessus de la surface du sol*, Lab. de Mec. des Sols, Bruxelles, Bull. n°20.

Anexos

Anexo 1

Momentos flectores de fendilhação usados nos capítulos 4 e 5

Momentos flectores de fendilhação, M_{Cr} :

Tabela A1.1 – Momento flectores de fendilhação – estudo paramétrico

d [m]	Tipo de betão	f_{ctm} [MPa]	$M_{Cr} = \frac{\pi.d^2}{32} \times f_{ctm}$ [kNm]
0,50	C25/30	2,60	63,81
1,00			255,25
onde: d – diâmetro da estaca. f_{ctm} – valor médio da tensão de rotura do betão à tracção simples.			

Tabela A1.2 – Momento flectores de fendilhação para o caso da estaca 3 – Ponte sobre o rio Arade

d [m]	Tipo de betão	f_{ctm} [MPa]	$M_{Cr} = \frac{\pi \cdot d^2}{32} \times f_{ctm}$ [kNm]
1,10	C40/50	3,50	415,77

Tabela A1.3 – Momento flectores de fendilhação para o caso das estaca 1 e 4 – Ponte sobre o rio Sado

d [m]	Tipo de betão	f_{ctm} [MPa]	$M_{Cr} = \frac{\pi \cdot d^2}{32} \times f_{ctm}$ [kNm]
1,00	C25/30	2,60	255,25
1,20			367,57

Anexo 2

**Resultados relativos ao CASO 1.1 apresentado no parágrafo 4.3.1
para diferentes relações c_u/σ'_v em solos coerentes**

Neste Anexo 2 são apresentados os cálculos efectuados para análise comparativa de resultados entre três hipóteses, relativas ao aumento da resistência não drenada com a profundidade, sendo apenas estudado o CASO 1.1 ($d = 0,5\text{m}$; $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$) apresentado no capítulo 4.

As três hipóteses considerados são:

$$(1) \frac{c_u}{\sigma'_v} = 0,22$$

$$(2) \frac{c_u}{\sigma'_v} = 0,15$$

$$(3) \frac{c_u}{\sigma'_v} = 0,40$$

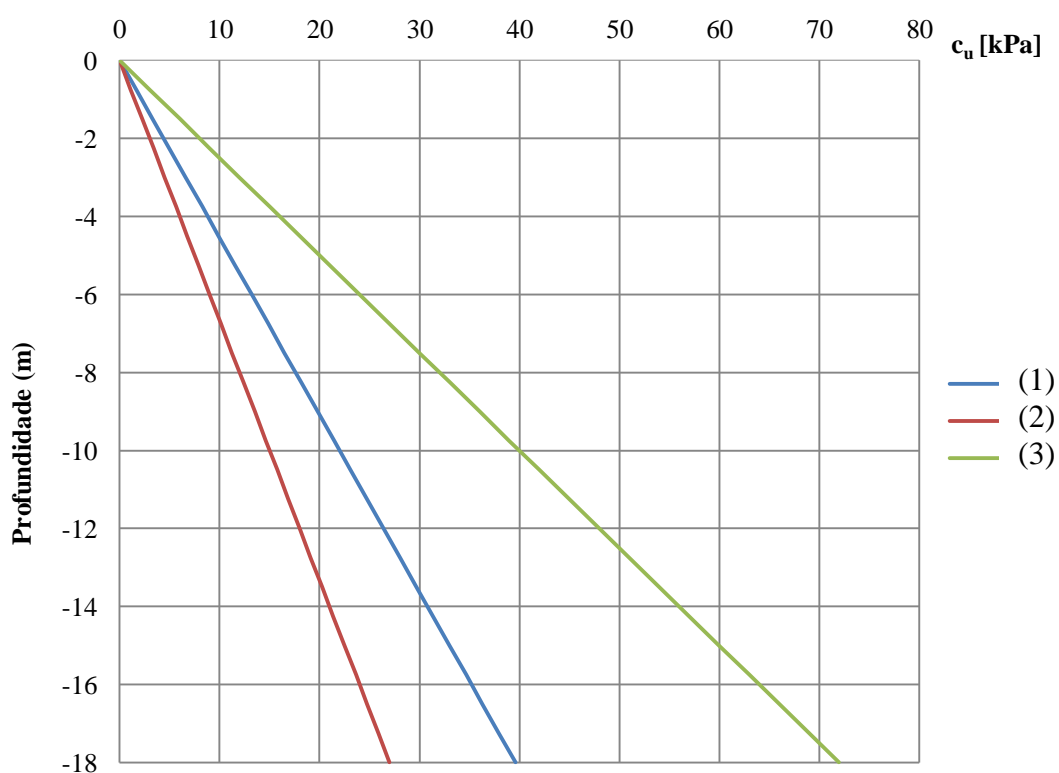


Figura A2.1 – Variação de c_u com a profundidade para valores de $c_u/\sigma'_v = 0,15, 0,22$ e $0,40$

Tabela A2.1 – Valores de p_u para $c_u/\sigma'_v = 0,22$

$\frac{c_u}{\sigma'_v} = 0,22$						
$d = 0,5\text{m}$ $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$			Broms, 1964a	Matlock, 1970	Reese et al., 1975	Sullivan et al., 1980
Prof. [m]	C_u [kPa] ^{b)}	$\overline{C_u}$ [kPa] ^{a)}	p_u [kN/m]			
0,00	0,00	19,80	0,00	0,00	0,00	0,00
-0,75	1,65		0,00	6,84	6,33	3,09
-1,50	3,30		89,10	14,85	16,15	7,43
-2,25	4,95		89,10	22,28	27,23	12,99
-3,00	6,60		89,10	29,70	36,30	19,80
-3,75	8,25		89,10	37,13	45,38	27,84
-4,50	9,90		89,10	44,55	54,45	37,13
-5,25	11,55		89,10	51,98	63,53	47,64
-6,00	13,20		89,10	59,40	72,60	59,40
-6,75	14,85		89,10	66,83	81,68	66,83
-7,50	16,50		89,10	74,25	90,75	74,25
-8,25	18,15		89,10	81,68	99,83	81,68
-9,00	19,80		89,10	89,10	108,90	89,10
-9,75	21,45		89,10	96,53	117,98	96,53
-10,50	23,10		89,10	103,95	127,05	103,95
-11,25	24,75		89,10	111,38	136,13	111,38
-12,00	26,40		89,10	118,80	145,20	118,80
-12,75	28,05		89,10	126,23	154,28	126,23
-13,50	29,70		89,10	133,65	163,35	133,65
-14,25	31,35		89,10	141,08	172,43	141,08
-15,00	33,00		89,10	148,50	181,50	148,50
-15,75	34,65		89,10	155,93	190,58	155,93
-16,50	36,30		89,10	163,35	199,65	163,35
-17,25	37,95		89,10	170,78	208,73	170,78
-18,00	39,60		89,10	178,20	217,80	178,20

Notas:

a) O valor de $\overline{C_u}$ no comprimento $L=18\text{m}$ é utilizado no cálculo dos valores de p_u no método de Broms.

b) Os valores de c_u usados nos métodos de Matlock, Reese et al. e Sullivan et al., são calculados no ponto central de cada trecho em que se dividiu a estaca

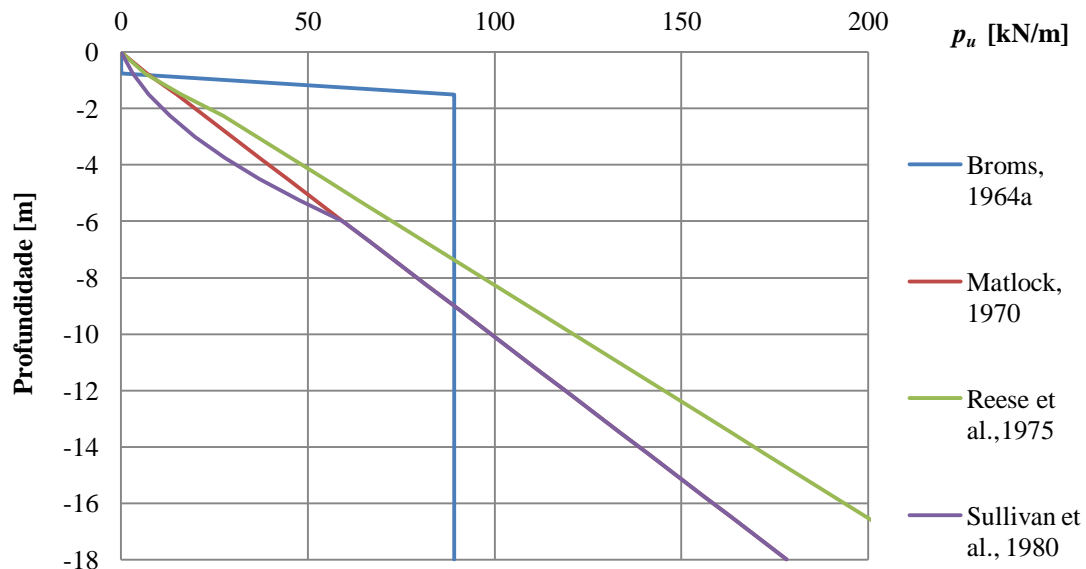
Figura A2.2 – Variação de p_u com a profundidade para $c_u/\sigma'_v = 0,22$

Tabela A2.2 – Valores de H_u para $c_u/\sigma'_v = 0,22$

$\frac{c_u}{\sigma'_v} = 0,22$														
$d = 0,5\text{m}$ $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$ $e = 0,3\text{m}$ $M_{cr} = 63,81 \text{ kNm}$ ^{a)}	Broms, 1964a ^{b)}			Matlock, 1970 ^{c)}			Reese et al.,1975 ^{c)}			Sullivan et al., 1980 ^{c)}				
Prof. [m]	p_u [kN/m]	f [m]	H_u [kN]	p_u [kN/m]	i [m]	H_u [kN]	p_u [kN/m]	i [m]	H_u [kN]	p_u [kN/m]	i [m]	H_u [kN]		
0,00	0,00	1,29	48,30	0,00	-	-	0,00	-	-	0,00	-	-		
-0,75	0,00			6,84	-	-	6,33	-	-	3,09	-	-		
-1,50	89,10			14,85	-	-	16,15	-	-	7,43	-	-		
-2,25	89,10			22,28	0,32	31,74	27,23	0,21	32,87	12,99	-	-		
-3,00	89,10			29,70			36,30			19,80	0,10	26,98		
-3,75	89,10			37,13			45,38			27,84				
-4,50	89,10			44,55			54,45			37,13				
-5,25	89,10			51,98			63,53			47,64				
-6,00	89,10			59,40			72,60			59,40				
-6,75	89,10			66,83			81,68			66,83				
-7,50	89,10			74,25			90,75			74,25				
-8,25	89,10			81,68			99,83			81,68				
-9,00	89,10			89,10			108,90			89,10				
-9,75	89,10			96,53			117,98			96,53				
-10,50	89,10			103,95			127,05			103,95				
-11,25	89,10			111,38			136,13			111,38				
-12,00	89,10			118,80			145,20			118,80				
-12,75	89,10			126,23			154,28			126,23				
-13,50	89,10			133,65			163,35			133,65				
-14,25	89,10			141,08			172,43			141,08				
-15,00	89,10			148,50			181,50			148,50				
-15,75	89,10			155,93			190,58			155,93				
-16,50	89,10			163,35			199,65			163,35				
-17,25	89,10			170,78		f [m]	H_u [kN]	208,73	f [m]	H_u [kN]	170,78	f [m]	H_u [kN]	
-18,00	89,10			178,20		2,57	31,74	217,80	2,46	32,87	178,20	3,10	26,98	
Notas:														
a) Valores de M_{cr} , apresentados no Anexo 1.														
b) Valores de f [m] e H_u [kN] do método de Broms (1964a) são calculados através das expressões 2.12, 2.13 e 2.14.														
c) No Anexo 8 segue a explicação da obtenção dos valores de i [m], f [m] e H_u [kN] dos métodos de Matlock (1970), Reese et. al. (1975) e Sullivan et al. (1980), que foram calculados através de soluções de equilíbrio estático.														

Tabela A2.3 – Valores de p_u para $c_u/\sigma'_v = 0,15$

$\frac{c_u}{\sigma'_v} = 0,15$						
$d = 0,5\text{m}$ $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$			Broms, 1964a	Matlock, 1970	Reese et al., 1975	Sullivan et al., 1980
Prof. [m]	C_u [kPa] ^{b)}	$\overline{C_u}$ [kPa] ^{a)}	p_u [kN/m]			
0,00	0,00	13,50	0,00	0,00	0,00	0,00
-0,75	1,13		0,00	5,06	5,51	2,11
-1,50	2,25		60,75	10,13	12,38	5,06
-2,25	3,38		60,75	15,19	18,56	8,86
-3,00	4,50		60,75	20,25	24,75	13,50
-3,75	5,63		60,75	25,31	30,94	18,98
-4,50	6,75		60,75	30,38	37,13	25,31
-5,25	7,88		60,75	35,44	43,31	32,48
-6,00	9,00		60,75	40,50	49,50	40,50
-6,75	10,13		60,75	45,56	55,69	45,56
-7,50	11,25		60,75	50,63	61,88	50,63
-8,25	12,38		60,75	55,69	68,06	55,69
-9,00	13,50		60,75	60,75	74,25	60,75
-9,75	14,63		60,75	65,81	80,44	65,81
-10,50	15,75		60,75	70,88	86,63	70,88
-11,25	16,88		60,75	75,94	92,81	75,94
-12,00	18,00		60,75	81,00	99,00	81,00
-12,75	19,13		60,75	86,06	105,19	86,06
-13,50	20,25		60,75	91,13	111,38	91,13
-14,25	21,38		60,75	96,19	117,56	96,19
-15,00	22,50		60,75	101,25	123,75	101,25
-15,75	23,63		60,75	106,31	129,94	106,31
-16,50	24,75		60,75	111,38	136,13	111,38
-17,25	25,88		60,75	116,44	142,31	116,44
-18,00	27,00		60,75	121,50	148,50	121,50

Notas:

a) O valor de $\overline{C_u}$ no comprimento $L=18\text{m}$ é utilizado no cálculo dos valores de p_u no método de Broms.

b) Os valores de c_u usados nos métodos de Matlock, Reese et al. e Sullivan et al., são calculados no ponto central de cada trecho em que se dividiu a estaca.

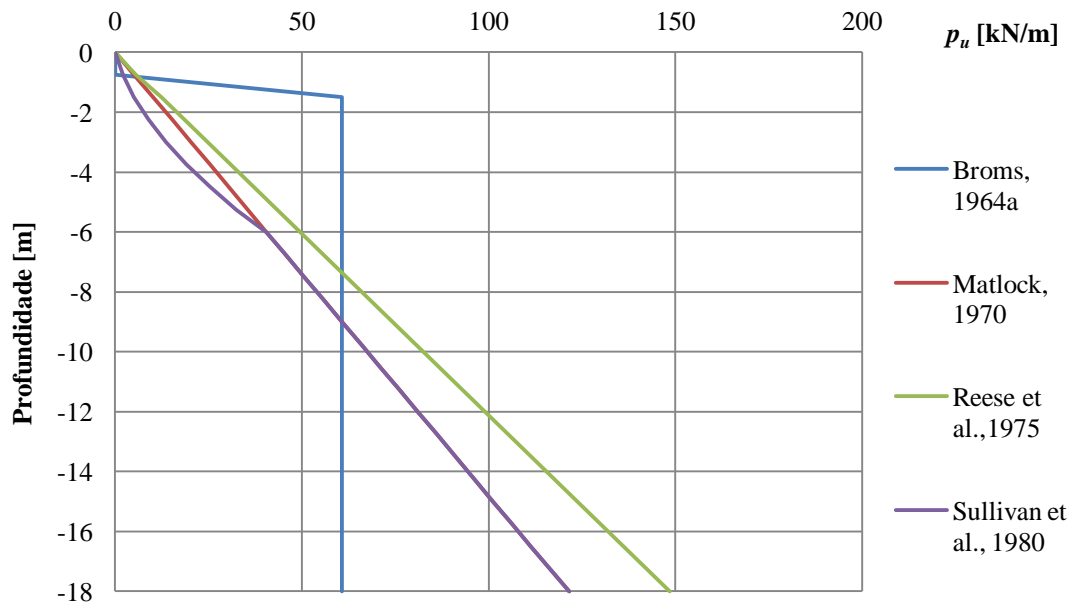
Figura A2.3 – Variação de p_u com a profundidade para $c_u/\sigma'_v = 0,15$

Tabela A2.4 – Valores de H_u para $c_u/\sigma'_v = 0,15$

$\frac{c_u}{\sigma'_v} = 0,15$														
$d = 0,5\text{m}$ $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$ $e = 0,3\text{m}$ $M_{cr} = 63,81 \text{ kNm}$ ^{a)}	Broms, 1964a ^{b)}			Matlock, 1970 ^{c)}			Reese et al.,1975 ^{c)}			Sullivan et al., 1980 ^{c)}				
Prof. [m]	p_u [kN/m]	f [m]	H_u [kN]	p_u [kN/m]	i [m]	H_u [kN]	p_u [kN/m]	i [m]	H_u [kN]	p_u [kN/m]	i [m]	H_u [kN]		
0,00	0,00	1,49	44,94	0,00	-	-	0,00	-	-	0,00	-	-		
-0,75	0,00			5,06	-	-	5,51	-	-	2,11	-	-		
-1,50	60,75			10,13	-	-	12,38	-	-	5,06	-	-		
-2,25	60,75			15,19	0,69	28,20	18,56	0,50	29,91	8,86	-	-		
-3,00	60,75			20,25			24,75			13,50	0,51	24,18		
-3,75	60,75			25,31			30,94			18,98				
-4,50	60,75			30,38			37,13			25,31				
-5,25	60,75			35,44			43,31			32,48				
-6,00	60,75			40,50			49,50			40,50				
-6,75	60,75			45,56			55,69			45,56				
-7,50	60,75			50,63			61,88			50,63				
-8,25	60,75			55,69			68,06			55,69				
-9,00	60,75			60,75			74,25			60,75				
-9,75	60,75			65,81			80,44			65,81				
-10,50	60,75			70,88			86,63			70,88				
-11,25	60,75			75,94			92,81			75,94				
-12,00	60,75			81,00			99,00			81,00				
-12,75	60,75			86,06			105,19			86,06				
-13,50	60,75			91,13			111,38			91,13				
-14,25	60,75			96,19			117,56			96,19				
-15,00	60,75			101,25			123,75			101,25				
-15,75	60,75			106,31			129,94			106,31				
-16,50	60,75			111,38			136,13			111,38				
-17,25	60,75			116,44		f [m]	H_u [kN]	142,31	f [m]	H_u [kN]	116,44	f [m]	H_u [kN]	
-18,00	60,75			121,50		2,94	28,20	148,50	2,75	29,91	121,50	3,51	24,18	
Notas:														
a) Valores de M_{cr} , apresentados no Anexo 1.														
b) Valores de f [m] e H_u [kN] do método de Broms (1964a) são calculados através das expressões 2.12, 2.13 e 2.14.														
c) No Anexo 8 segue a explicação da obtenção dos valores de i [m], f [m] e H_u [kN] dos métodos de Matlock (1970), Reese et. al. (1975) e Sullivan et al. (1980), que foram calculados através de soluções de equilíbrio estático.														

Tabela A2.5 – Valores de p_u para $c_u/\sigma'_v = 0,40$

$\frac{c_u}{\sigma'_v} = 0,40$						
$d = 0,5\text{m}$ $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$			Broms, 1964a	Matlock, 1970	Reese et al., 1975	Sullivan et al., 1980
Prof. [m]	C_u [kPa] ^{b)}	$\overline{C_u}$ [kPa] ^{a)}	p_u [kN/m]			
0,00	0,00	36,00	0,00	0,00	0,00	0,00
-0,75	3,00		0,00	9,38	8,43	5,63
-1,50	6,00		162,00	21,00	23,24	13,50
-2,25	9,00		162,00	34,88	44,40	23,63
-3,00	12,00		162,00	51,00	66,00	35,99
-3,75	15,00		162,00	67,50	82,50	49,68
-4,50	18,00		162,00	81,00	99,00	65,24
-5,25	21,00		162,00	94,50	115,50	82,67
-6,00	24,00		162,00	108,00	132,00	101,98
-6,75	27,00		162,00	121,50	148,50	121,50
-7,50	30,00		162,00	135,00	165,00	135,00
-8,25	33,00		162,00	148,50	181,50	148,50
-9,00	36,00		162,00	162,00	198,00	162,00
-9,75	39,00		162,00	175,50	214,50	175,50
-10,50	42,00		162,00	189,00	231,00	189,00
-11,25	45,00		162,00	202,50	247,50	202,50
-12,00	48,00		162,00	216,00	264,00	216,00
-12,75	51,00		162,00	229,50	280,50	229,50
-13,50	54,00		162,00	243,00	297,00	243,00
-14,25	57,00		162,00	256,50	313,50	256,50
-15,00	60,00		162,00	270,00	330,00	270,00
-15,75	63,00		162,00	283,50	346,50	283,50
-16,50	66,00		162,00	297,00	363,00	297,00
-17,25	69,00		162,00	310,50	379,50	310,50
-18,00	72,00		162,00	324,00	396,00	324,00

Notas:

a) O valor de $\overline{C_u}$ no comprimento $L=18\text{m}$ é utilizado no cálculo dos valores de p_u no método de Broms.

b) Os valores de c_u usados nos métodos de Matlock, Reese et al. e Sullivan et al., são calculados no ponto central de cada troço em que se dividiu a estaca.

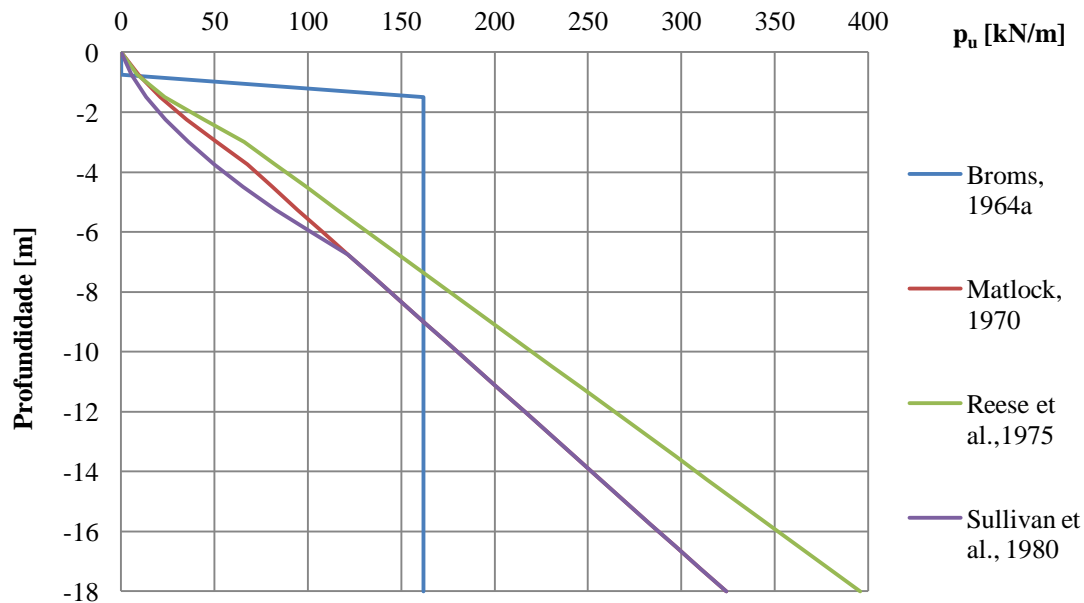


Tabela A2.6 – Valores de H_u para $c_u/\sigma'_v = 0,40$

$\frac{c_u}{\sigma'_v} = 0,40$														
$d = 0,5\text{m}$ $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$ $e = 0,3\text{m}$ $M_{cr} = 63,81 \text{ kNm}$ ^{a)}	Broms, 1964a ^{b)}			Matlock, 1970 ^{c)}			Reese et al.,1975 ^{c)}			Sullivan et al., 1980 ^{c)}				
Prof. [m]	p_u [kN/m]	f [m]	H_u [kN]	p_u [kN/m]	i [m]	H_u [kN]	p_u [kN/m]	i [m]	H_u [kN]	p_u [kN/m]	i [m]	H_u [kN]		
0,00	0,00	1,07	52.63	0,00	-	-	0,00	-	-	0,00	-	-		
-0,75	0,00			9,38	-	-	8,43	-	-	5,63	-	-		
-1,50	162,00			21,00	-	-	23,24	0,75	35,45	13,50	-	-		
-2,25	162,00			34,88	0,01	35,56	44,40			23,63	2,59	31,46		
-3,00	162,00			51,00			66,00			35,99				
-3,75	162,00			67,50			82,50			49,68				
-4,50	162,00			81,00			99,00			65,24				
-5,25	162,00			94,50			115,50			82,67				
-6,00	162,00			108,00			132,00			101,98				
-6,75	162,00			121,50			148,50			121,50				
-7,50	162,00			135,00			165,00			135,00				
-8,25	162,00			148,50			181,50			148,50				
-9,00	162,00			162,00			198,00			162,00				
-9,75	162,00			175,50			214,50			175,50				
-10,50	162,00			189,00			231,00			189,00				
-11,25	162,00			202,50			247,50			202,50				
-12,00	162,00			216,00			264,00			216,00				
-12,75	162,00			229,50			280,50			229,50				
-13,50	162,00			243,00			297,00			243,00				
-14,25	162,00			256,50			313,50			256,50				
-15,00	162,00			270,00			330,00			270,00				
-15,75	162,00			283,50			346,50			283,50				
-16,50	162,00			297,00			363,00			297,00				
-17,25	162,00			310,50		f [m]	H_u [kN]	379,50	f [m]	H_u [kN]	310,50	f [m]	H_u [kN]	
-18,00	162,00			324,00		2,26	35,56	396,00	2,25	35,45	324,00	2,59	31,46	
Notas:														
a) Valores de M_{cr} , apresentados no Anexo 1.														
b) Valores de f [m] e H_u [kN] do método de Broms (1964a) são calculados através das expressões 2.12, 2.13 e 2.14.														
c) No Anexo 8 segue a explicação da obtenção dos valores de i [m], f [m] e H_u [kN] dos métodos de Matlock (1970), Reese et. al. (1975) e Sullivan et al. (1980), que foram calculados através de soluções de equilíbrio estático.														

Anexo 3

**Resultados relativos aos quatro casos estudados no parágrafo
4.3.1 para $c_u/\sigma'_v = 0,22$ em solos coerentes**

Tabela A3.1– Valores de p_u para o CASO 1.1

CASO 1.1						
$d = 0,5\text{m}$ $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$			Broms, 1964a	Matlock, 1970	Reese et al., 1975	Sullivan et al., 1980
Prof. [m]	C_u [kPa] ^{b)}	$\overline{C_u}$ [kPa] ^{a)}	p_u [kN/m]			
0,00	0,00	19,80	0,00	0,00	0,00	0,00
-0,75	1,65		0,00	6,84	6,33	3,09
-1,50	3,30		89,10	14,85	16,15	7,43
-2,25	4,95		89,10	22,28	27,23	12,99
-3,00	6,60		89,10	29,70	36,30	19,80
-3,75	8,25		89,10	37,13	45,38	27,84
-4,50	9,90		89,10	44,55	54,45	37,13
-5,25	11,55		89,10	51,98	63,53	47,64
-6,00	13,20		89,10	59,40	72,60	59,40
-6,75	14,85		89,10	66,83	81,68	66,83
-7,50	16,50		89,10	74,25	90,75	74,25
-8,25	18,15		89,10	81,68	99,83	81,68
-9,00	19,80		89,10	89,10	108,90	89,10
-9,75	21,45		89,10	96,53	117,98	96,53
-10,50	23,10		89,10	103,95	127,05	103,95
-11,25	24,75		89,10	111,38	136,13	111,38
-12,00	26,40		89,10	118,80	145,20	118,80
-12,75	28,05		89,10	126,23	154,28	126,23
-13,50	29,70		89,10	133,65	163,35	133,65
-14,25	31,35		89,10	141,08	172,43	141,08
-15,00	33,00		89,10	148,50	181,50	148,50
-15,75	34,65		89,10	155,93	190,58	155,93
-16,50	36,30		89,10	163,35	199,65	163,35
-17,25	37,95		89,10	170,78	208,73	170,78
-18,00	39,60		89,10	178,20	217,80	178,20

Notas:

a) O valor de $\overline{C_u}$ no comprimento $L=18\text{m}$ é utilizado no cálculo dos valores de p_u no método de Broms.

b) Os valores de c_u usados nos métodos de Matlock, Reese et al. e Sullivan et al., são calculados no ponto central de cada trecho em que se dividiu a estaca.

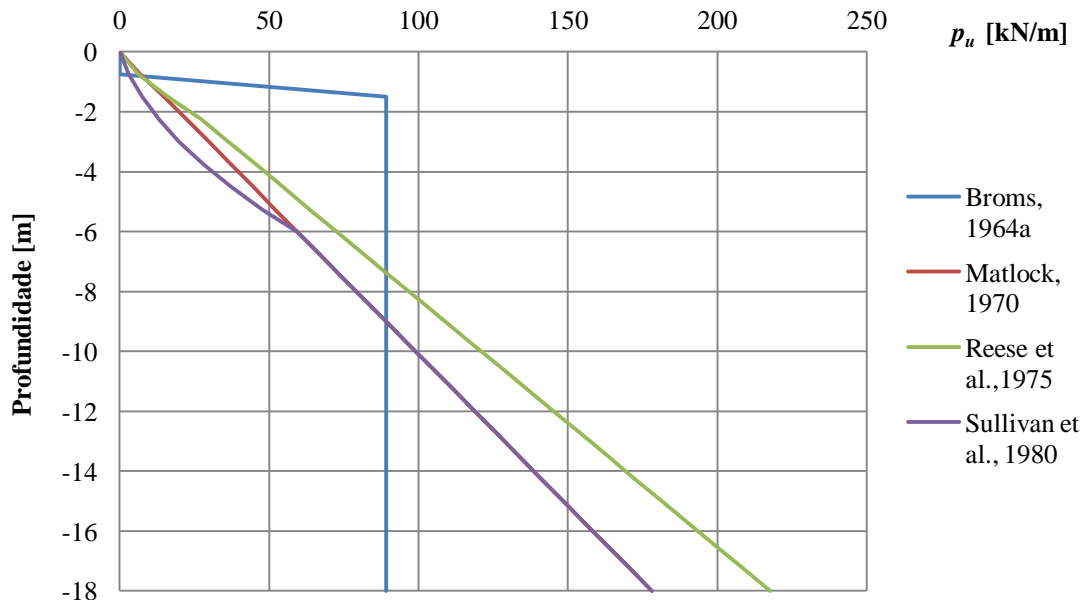
Figura A3.1 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 1.1

Tabela A3.2 – Valores de H_u para o CASO 1.1

CASO 1.1														
$d = 0,5\text{m}$ $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$ $e = 0,3\text{m}$ $M_{cr} = 63,81 \text{ kNm}$ ^{a)}	Broms, 1964a ^{b)}			Matlock, 1970 ^{c)}			Reese et al.,1975 ^{c)}			Sullivan et al., 1980 ^{c)}				
Prof. [m]	p_u [kN/m]	f [m]	H_u [kN]	p_u [kN/m]	i [m]	H_u [kN]	p_u [kN/m]	i [m]	H_u [kN]	p_u [kN/m]	i [m]	H_u [kN]		
0,00	0,00	1,29	48,30	0,00	-	-	0,00	-	-	0,00	-	-		
-0,75	0,00			6,84	-	-	6,33	-	-	3,09	-	-		
-1,50	89,10			14,85	-	-	16,15	-	-	7,43	-	-		
-2,25	89,10			22,28	0,32	31,74	27,23	0,21	32,87	12,99	-	-		
-3,00	89,10			29,70			36,30			19,80	0,10	26,98		
-3,75	89,10			37,13			45,38			27,84				
-4,50	89,10			44,55			54,45			37,13				
-5,25	89,10			51,98			63,53			47,64				
-6,00	89,10			59,40			72,60			59,40				
-6,75	89,10			66,83			81,68			66,83				
-7,50	89,10			74,25			90,75			74,25				
-8,25	89,10			81,68			99,83			81,68				
-9,00	89,10			89,10			108,90			89,10				
-9,75	89,10			96,53			117,98			96,53				
-10,50	89,10			103,95			127,05			103,95				
-11,25	89,10			111,38			136,13			111,38				
-12,00	89,10			118,80			145,20			118,80				
-12,75	89,10			126,23			154,28			126,23				
-13,50	89,10			133,65			163,35			133,65				
-14,25	89,10			141,08			172,43			141,08				
-15,00	89,10			148,50			181,50			148,50				
-15,75	89,10			155,93			190,58			155,93				
-16,50	89,10			163,35			199,65			163,35				
-17,25	89,10			170,78		f [m]	H_u [kN]	208,73	f [m]	H_u [kN]	170,78	f [m]	H_u [kN]	
-18,00	89,10			178,20		2,57	31,74	217,80	2,46	32,87	178,20	3,10	26,98	
Notas:														
a) Valores de M_{cr} , apresentados no Anexo 1.														
b) Valores de f [m] e H_u [kN] do método de Broms (1964a) são calculados através das expressões 2.12, 2.13 e 2.14.														
c) No Anexo 8 segue a explicação da obtenção dos valores de i [m], f [m]e H_u [kN] dos métodos de Matlock (1970), Reese et. al. (1975) e Sullivan et al. (1980), que foram calculados através de soluções de equilíbrio estático.														

Tabela A3.3 – Valores de p_u para o CASO 1.2

CASO 1.2						
$d = 1,0\text{m}$ $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$			Broms, 1964a	Matlock, 1970	Reese et al., 1975	Sullivan et al., 1980
Prof. [m]	C_u [kPa] ^{b)}	$\overline{C_u}$ [kPa] ^{a)}	p_u [kN/m]			
0,00	0,00	19,80	0,00	0,00	0,00	0,00
-0,75	1,65		0,00	13,07	10,90	5,57
-1,50	3,30		0,00	27,38	25,30	12,38
-2,25	4,95		178,20	42,92	43,21	20,42
-3,00	6,60		178,20	59,40	64,62	29,70
-3,75	8,25		178,20	74,25	89,53	40,22
-4,50	9,90		178,20	89,10	108,90	51,98
-5,25	11,55		178,20	103,95	127,05	64,97
-6,00	13,20		178,20	118,80	145,20	79,20
-6,75	14,85		178,20	133,65	163,35	94,67
-7,50	16,50		178,20	148,50	181,50	111,38
-8,25	18,15		178,20	163,35	199,65	129,32
-9,00	19,80		178,20	178,20	217,80	148,50
-9,75	21,45		178,20	193,05	235,95	168,92
-10,50	23,10		178,20	207,90	254,10	190,58
-11,25	24,75		178,20	222,75	272,25	213,47
-12,00	26,40		178,20	237,60	290,40	237,60
-12,75	28,05		178,20	252,45	308,55	252,45
-13,50	29,70		178,20	267,30	326,70	267,30
-14,25	31,35		178,20	282,15	344,85	282,15
-15,00	33,00		178,20	297,00	363,00	297,00
-15,75	34,65		178,20	311,85	381,15	311,85
-16,50	36,30		178,20	326,70	399,30	326,70
-17,25	37,95		178,20	341,55	417,45	341,55
-18,00	39,60		178,20	356,40	435,60	356,40

Notas:

a) O valor de $\overline{C_u}$ no comprimento $L=18\text{m}$ é utilizado no cálculo dos valores de p_u no método de Broms.

b) Os valores de C_u usados nos métodos de Matlock, Reese et al. e Sullivan et al., são calculados no ponto central de cada trecho em que se dividiu a estaca.

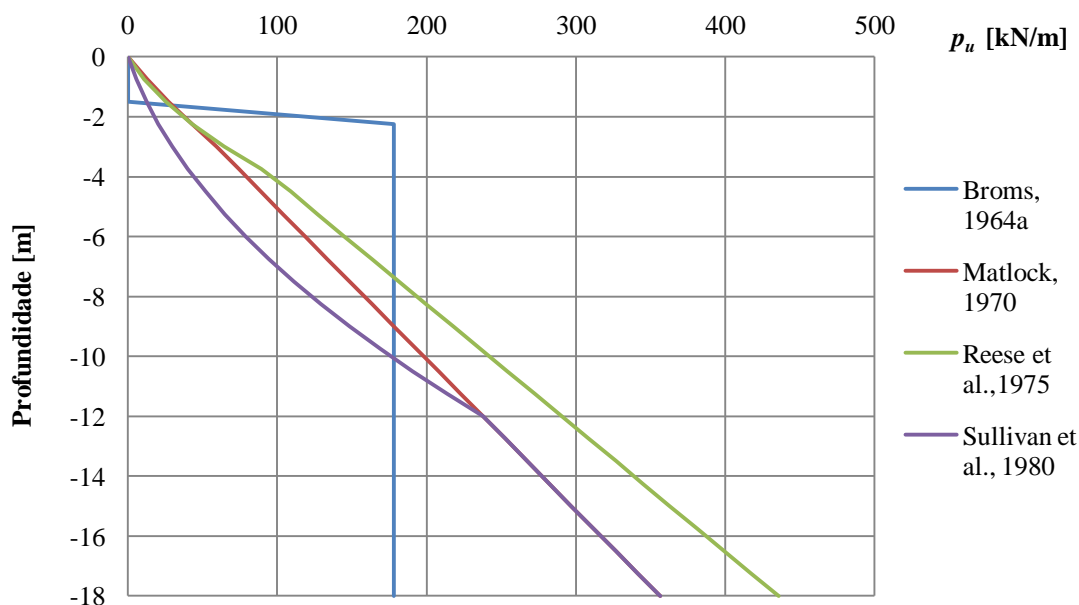
Figura A3.2 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 1.2

Tabela A3.4 – Valores de H_u para o CASO 1.2

CASO 1.2												
$d = 1,0\text{m}$ $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$ $e = 0,3\text{m}$ $M_{cr} = 255,25 \text{ kNm}$ ^{a)}	Broms, 1964a ^{b)}			Matlock, 1970 ^{c)}			Reese et al.,1975 ^{c)}			Sullivan et al., 1980 ^{c)}		
Prof. [m]	p_u [kN/m]	f [m]	H_u [kN]	p_u [kN/m]	i [m]	H_u [kN]	p_u [kN/m]	i [m]	H_u [kN]	p_u [kN/m]	i [m]	H_u [kN]
0,00	0,00	2,17	119,53	0,00	-	-	0,00	-	-	0,00	-	-
-0,75	0,00			13,07	-	-	10,90	-	-	5,57	-	-
-1,50	0,00			27,38	-	-	25,30	-	-	12,38	-	-
-2,25	178,20			42,92	-	-	43,21	-	-	20,42	-	-
-3,00	178,20			59,40	0,29	102,31	64,62	0,29	102,48	29,70	-	-
-3,75	178,20			74,25			89,53			40,22	0,41	83,00
-4,50	178,20			89,10			108,90			51,98		
-5,25	178,20			103,95			127,05			64,97		
-6,00	178,20			118,80			145,20			79,20		
-6,75	178,20			133,65			163,35			94,67		
-7,50	178,20			148,50			181,50			111,38		
-8,25	178,20			163,35			199,65			129,32		
-9,00	178,20			178,20			217,80			148,50		
-9,75	178,20			193,05			235,95			168,92		
-10,50	178,20			207,90			254,10			190,58		
-11,25	178,20			222,75			272,25			213,47		
-12,00	178,20			237,60			290,40			237,60		
-12,75	178,20			252,45			308,55			252,45		
-13,50	178,20			267,30			326,70			267,30		
-14,25	178,20			282,15			344,85			282,15		
-15,00	178,20			297,00			363,00			297,00		
-15,75	178,20			311,85			381,15			311,85		
-16,50	178,20			326,70			399,30			326,70		
-17,25	178,20			341,55	f [m]	H_u [kN]	417,45	f [m]	H_u [kN]	341,55	f [m]	H_u [kN]
-18,00	178,20			356,40	3,29	102,31	435,60	3,29	102,48	356,40	4,16	83,00
Notas: a) Valores de M_{cr} , apresentados no Anexo 1. b) Valores de f [m] e H_u [kN] do método de Broms (1964a) são calculados através das expressões 2.12, 2.13 e 2.14. c) No Anexo 8 segue a explicação da obtenção dos valores de i [m], f [m]e H_u [kN] dos métodos de Matlock (1970), Reese et. al. (1975) e Sullivan et al. (1980), que foram calculados através de soluções de equilíbrio estático.												

Tabela A3.5 – Valores de p_u para o CASO 1.3

CASO 1.3						
$d = 0,5\text{m}$ $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$			Broms, 1964a	Matlock, 1970	Reese et al., 1975	Sullivan et al., 1980
Prof. [m]	C_u [kPa] ^{b)}	$\overline{C_u}$ [kPa] ^{a)}	p_u [kN/m]			
0,00	0,00	39,60	0,00	0,00	0,00	0,00
-0,75	3,30		0,00	13,69	12,65	6,19
-1,50	6,60		178,20	29,70	32,31	14,85
-2,25	9,90		178,20	44,55	54,45	25,99
-3,00	13,20		178,20	59,40	72,60	39,60
-3,75	16,50		178,20	74,25	90,75	55,69
-4,50	19,80		178,20	89,10	108,90	74,25
-5,25	23,10		178,20	103,95	127,05	95,29
-6,00	26,40		178,20	118,80	145,20	118,80
-6,75	29,70		178,20	133,65	163,35	133,65
-7,50	33,00		178,20	148,50	181,50	148,50
-8,25	36,30		178,20	163,35	199,65	163,35
-9,00	39,60		178,20	178,20	217,80	178,20
-9,75	42,90		178,20	193,05	235,95	193,05
-10,50	46,20		178,20	207,90	254,10	207,90
-11,25	49,50		178,20	222,75	272,25	222,75
-12,00	52,80		178,20	237,60	290,40	237,60
-12,75	56,10		178,20	252,45	308,55	252,45
-13,50	59,40		178,20	267,30	326,70	267,30
-14,25	62,70		178,20	282,15	344,85	282,15
-15,00	66,00		178,20	297,00	363,00	297,00
-15,75	69,30		178,20	311,85	381,15	311,85
-16,50	72,60		178,20	326,70	399,30	326,70
-17,25	75,90		178,20	341,55	417,45	341,55
-18,00	79,20		178,20	356,40	435,60	356,40

Notas:

a) O valor de $\overline{C_u}$ no comprimento $L=18\text{m}$ é utilizado no cálculo dos valores de p_u no método de Broms.

b) Os valores de C_u usados nos métodos de Matlock, Reese et al. e Sullivan et al., são calculados no ponto central de cada trecho em que se dividiu a estaca.

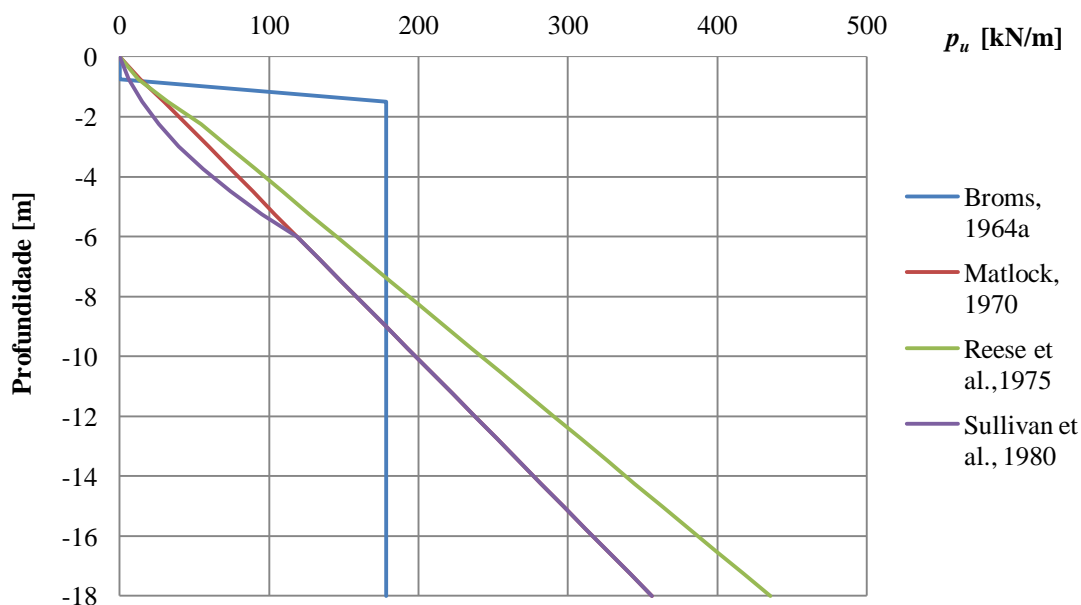
Figura A3.3 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 1.3

Tabela A3.6 – Valores de H_u para o CASO 1.3

CASO 1.3														
$d = 0,5\text{m}$ $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ $e = 0,3\text{m}$ $M_{cr} = 63,81 \text{ kNm}$ ^{a)}	Broms, 1964a ^{b)}			Matlock, 1970 ^{c)}			Reese et al.,1975 ^{c)}			Sullivan et al., 1980 ^{c)}				
Prof. [m]	p_u [kN/m]	f [m]	H_u [kN]	p_u [kN/m]	i [m]	H_u [kN]	p_u [kN/m]	i [m]	H_u [kN]	p_u [kN/m]	i [m]	H_u [kN]		
0,00	0,00	1,05	53,21	0,00	-	-	0,00	-	-	0,00	-	-		
-0,75	0,00			13,69	-	-	12,65	-	-	6,19	-	-		
-1,50	178,20			29,70	0,54	38,37	32,31	0,51	38,95	14,85	-	-		
-2,25	178,20			44,55			54,45			25,99	0,26	32,34		
-3,00	178,20			59,40			72,60			39,60				
-3,75	178,20			74,25			90,75			55,69				
-4,50	178,20			89,10			108,90			74,25				
-5,25	178,20			103,95			127,05			95,29				
-6,00	178,20			118,80			145,20			118,80				
-6,75	178,20			133,65			163,35			133,65				
-7,50	178,20			148,50			181,50			148,50				
-8,25	178,20			163,35			199,65			163,35				
-9,00	178,20			178,20			217,80			178,20				
-9,75	178,20			193,05			235,95			193,05				
-10,50	178,20			207,90			254,10			207,90				
-11,25	178,20			222,75			272,25			222,75				
-12,00	178,20			237,60			290,40			237,60				
-12,75	178,20			252,45			308,55			252,45				
-13,50	178,20			267,30			326,70			267,30				
-14,25	178,20			282,15			344,85			282,15				
-15,00	178,20			297,00			363,00			297,00				
-15,75	178,20			311,85			381,15			311,85				
-16,50	178,20			326,70			399,30			326,70				
-17,25	178,20			341,55		f [m]	H_u [kN]	417,45	f [m]	H_u [kN]	341,55	f [m]	H_u [kN]	
-18,00	178,20					356,40	2,04	38,37	435,60	2,01	38,95	356,40	2,51	32,34
Notas: a) Valores de M_{cr} , apresentados no Anexo 1. b) Valores de f [m] e H_u [kN] do método de Broms (1964a) são calculados através das expressões 2.12, 2.13 e 2.14. c) No Anexo 8 segue a explicação da obtenção dos valores de i [m], f [m]e H_u [kN] dos métodos de Matlock (1970), Reese et. al. (1975) e Sullivan et al. (1980), que foram calculados através de soluções de equilíbrio estático.														

Tabela A3.7 – Valores de p_u para o CASO 1.4

CASO 1.4						
$d = 1,0\text{m}$ $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$			Broms, 1964a	Matlock, 1970	Reese et al., 1975	Sullivan et al., 1980
Prof. [m]	C_u [kPa] ^{b)}	\bar{C}_u [kPa] ^{a)}	p_u [kN/m]			
0,00	0,00	39,60	0,00	0,00	0,00	0,00
-0,75	3,30		0,00	26,14	21,80	11,14
-1,50	6,60		0,00	54,75	50,61	24,75
-2,25	9,90		356,40	85,84	86,42	40,84
-3,00	13,20		356,40	118,80	129,23	59,40
-3,75	16,50		356,40	148,50	179,05	80,44
-4,50	19,80		356,40	178,20	217,80	103,95
-5,25	23,10		356,40	207,90	254,10	129,94
-6,00	26,40		356,40	237,60	290,40	158,40
-6,75	29,70		356,40	267,30	326,70	189,34
-7,50	33,00		356,40	297,00	363,00	222,75
-8,25	36,30		356,40	326,70	399,30	258,64
-9,00	39,60		356,40	356,40	435,60	297,00
-9,75	42,90		356,40	386,10	471,90	337,84
-10,50	46,20		356,40	415,80	508,20	381,15
-11,25	49,50		356,40	445,50	544,50	426,94
-12,00	52,80		356,40	475,20	580,80	475,20
-12,75	56,10		356,40	504,90	617,10	504,90
-13,50	59,40		356,40	534,60	653,40	534,60
-14,25	62,70		356,40	564,30	689,70	564,30
-15,00	66,00		356,40	594,00	726,00	594,00
-15,75	69,30		356,40	623,70	762,30	623,70
-16,50	72,60		356,40	653,40	798,60	653,40
-17,25	75,90		356,40	683,10	834,90	683,10
-18,00	79,20		356,40	712,80	871,20	712,80

Notas:

a) O valor de \bar{C}_u no comprimento $L=18\text{m}$ é utilizado no cálculo dos valores de p_u no método de Broms.

b) Os valores de c_u usados nos métodos de Matlock, Reese et al. e Sullivan et al., são calculados no ponto central de cada troço em que se dividiu a estaca.

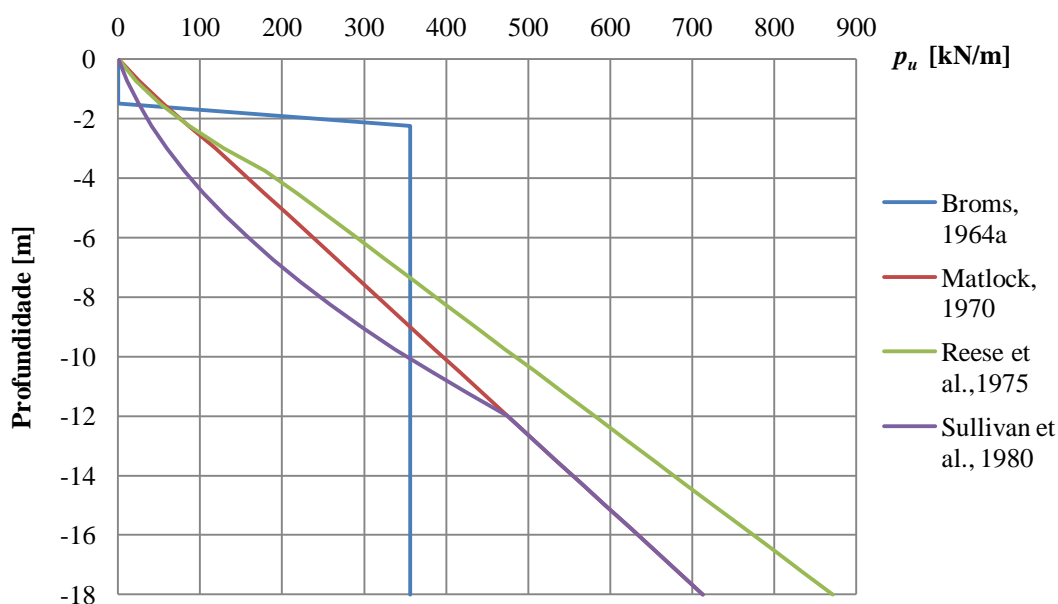
Figura A3.4 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 1.4

Tabela A3.8 – Valores de H_u para o CASO 1.4

CASO 1.4													
$d = 1,0\text{m}$ $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ $e = 0,3\text{m}$ $M_{cr} = 255,25 \text{ kNm}$ ^{a)}	Broms, 1964a ^{b)}			Matlock, 1970 ^{c)}			Reese et al.,1975 ^{c)}			Sullivan et al., 1980 ^{c)}			
Prof. [m]	p_u [kN/m]	f [m]	H_u [kN]	p_u [kN/m]	i [m]	H_u [kN]	p_u [kN/m]	i [m]	H_u [kN]	p_u [kN/m]	i [m]	H_u [kN]	
0,00	0,00	1,86	128,86	0,00	-	-	0,00	-	-	0,00	-	-	
-0,75	0,00			26,14	-	-	21,80	-	-	11,14	-	-	
-1,50	0,00			54,75	-	-	50,61	-	-	24,75	-	-	
-2,25	356,40			85,84	0,37	124,85	86,42	0,41	123,12	40,84	-	-	
-3,00	356,40			118,80			129,23			59,40	0,35	100,80	
-3,75	356,40			148,50			179,05			80,44			
-4,50	356,40			178,20			217,80			103,95			
-5,25	356,40			207,90			254,10			129,94			
-6,00	356,40			237,60			290,40			158,40			
-6,75	356,40			267,30			326,70			189,34			
-7,50	356,40			297,00			363,00			222,75			
-8,25	356,40			326,70			399,30			258,64			
-9,00	356,40			356,40			435,60			297,00			
-9,75	356,40			386,10			471,90			337,84			
-10,50	356,40			415,80			508,20			381,15			
-11,25	356,40			445,50			544,50			426,94			
-12,00	356,40			475,20			580,80			475,20			
-12,75	356,40			504,90			617,10			504,90			
-13,50	356,40			534,60			653,40			534,60			
-14,25	356,40			564,30			689,70			564,30			
-15,00	356,40			594,00			726,00			594,00			
-15,75	356,40			623,70			762,30			623,70			
-16,50	356,40			653,40			798,60			653,40			
-17,25	356,40			683,10		f [m]	H_u [kN]	834,90	f [m]	H_u [kN]	683,10	f [m]	H_u [kN]
-18,00	356,40			712,80		2,62	124,85	871,20	2,66	123,12	712,80	3,35	100,80
Notas: a) Valores de M_{cr} , apresentados no Anexo 1. b) Valores de f [m] e H_u [kN] do método de Broms (1964a) são calculados através das expressões 2.12, 2.13 e 2.14. c) No Anexo 8 segue a explicação da obtenção dos valores de i [m], f [m] e H_u [kN] dos métodos de Matlock (1970), Reese et. al. (1975) e Sullivan et al. (1980), que foram calculados através de soluções de equilíbrio estático.													

Anexo 4

**Resultados relativos aos quatro casos estudados no parágrafo
4.4.1 para solos incoerentes com $\theta' = 30^\circ$**

Tabela A4.1 – Valores de p_u para o CASO 2.1, com $\phi' = 30^\circ$

CASO 2.1											
Prof. [m]	Broms, 1964b		Reese et al., 1974								
	K_p	p_u [kN/m]	z/d	A (tabela)	K_a	K_0	α	β	p_{ct}	p_{cd}	p_u [kN/m]
0,00		0,00	0	2,80					0,00	0,00	0,00
-0,50		22,50	1	2,10					7,19	69,94	15,10
-1,00		45,00	2	1,50					20,12	139,88	30,18
-1,50		67,50	3	1,10					38,77	209,83	42,65
-2,00		90,00	4	0,90					63,16	279,77	56,84
-2,50		112,50	5	0,88					93,28	349,71	82,09
-3,00		135,00	6	0,88					129,13	419,65	113,63
-3,50		157,50	7	0,88					170,71	489,60	150,23
-4,00		180,00	8	0,88					218,02	559,54	191,86
-4,50		202,50	9	0,88					271,07	629,48	238,54
-5,00		225,00	10	0,88					329,84	699,42	290,26
-5,50		247,50	11	0,88					394,35	769,37	347,03
-6,00		270,00	12	0,88					464,59	839,31	408,84
-6,50		292,50	13	0,88					540,56	909,25	475,69
-7,00		315,00	14	0,88					622,26	979,19	547,59
-7,50		337,50	15	0,88					709,69	1049,14	624,53
-8,00		360,00	16	0,88					802,86	1119,08	706,52
-8,50		382,50	17	0,88					901,76	1189,02	793,54
-9,00	3,0	405,00	18	0,88	0,33	0,4	0,26	1,05	1006,38	1258,96	885,62
-9,50		427,50	19	0,88					1116,74	1328,91	982,73
-10,00		450,00	20	0,88					1232,83	1398,85	1084,89
-10,50		472,50	21	0,88					1354,65	1468,79	1192,10
-11,00		495,00	22	0,88					1482,21	1538,73	1304,34
-11,50		517,50	23	0,88					1615,49	1608,68	1415,63
-12,00		540,00	24	0,88					1754,51	1678,62	1477,18
-12,50		562,50	25	0,88					1899,26	1748,56	1538,73
-13,00		585,00	26	0,88					2049,74	1818,50	1600,28
-13,50		607,50	27	0,88					2205,95	1888,44	1661,83
-14,00		630,00	28	0,88					2367,89	1958,39	1723,38
-14,50		652,50	29	0,88					2535,56	2028,33	1784,93
-15,00		675,00	30	0,88					2708,97	2098,27	1846,48
-15,50		697,50	31	0,88					2888,10	2168,21	1908,03
-16,00		720,00	32	0,88					3072,97	2238,16	1969,58
-16,50		742,50	33	0,88					3263,57	2308,10	2031,13
-17,00		765,00	34	0,88					3459,90	2378,04	2092,68
-17,50		787,50	35	0,88					3661,96	2447,98	2154,23
-18,00		810,00	36	0,88					3869,76	2517,93	2215,78

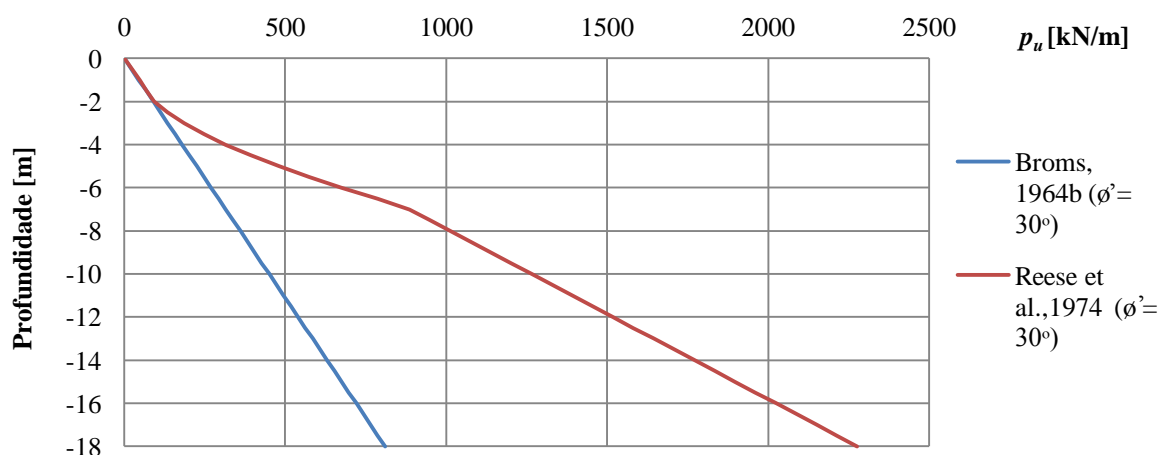
Figura A4.1 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 2.1, com $\phi' = 30^\circ$

Tabela A4.2 – Valores de H_u para o CASO 2.1, com $\theta' = 30^\circ$

CASO 2.1						
$d = 0,5\text{m}$ $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$ $\theta' = 30^\circ$ $M_{cr} = 63,81 \text{ kNm}$ ^{a)}	Broms, 1964b ^{b)}			Reese et al.,1974 ^{c)}		
Prof. [m]	p_u [kN/m]	f [m]	H_u [kN]	p_u [kN/m]	i [m] ^{d)}	H_u [kN]
0,00	0,00	1,49	49,39	0,00	-	-
-0,50	22,50			24,04	-	-
-1,00	45,00			48,68	0,49	49,31
-1,50	67,50			69,31		
-2,00	90,00			92,82		
-2,50	112,50			134,48		
-3,00	135,00			186,61		
-3,50	157,50			247,15		
-4,00	180,00			316,10		
-4,50	202,50			393,47		
-5,00	225,00			479,24		
-5,50	247,50			573,43		
-6,00	270,00			676,03		
-6,50	292,50			787,04		
-7,00	315,00			885,35		
-7,50	337,50			948,59		
-8,00	360,00			1011,83		
-8,50	382,50			1075,07		
-9,00	405,00			1138,31		
-9,50	427,50			1201,55		
-10,00	450,00			1264,79		
-10,50	472,50			1328,02		
-11,00	495,00			1391,26		
-11,50	517,50			1454,50		
-12,00	540,00			1517,74		
-12,50	562,50			1580,98		
-13,00	585,00			1644,22		
-13,50	607,50			1707,46		
-14,00	630,00			1770,70		
-14,50	652,50			1833,94		
-15,00	675,00			1897,18		
-15,50	697,50			1960,42		
-16,00	720,00			2023,66		
-16,50	742,50			2086,90		
-17,00	765,00			2150,14		
-17,50	787,50			2213,37	f [m]	H_u [kN]
-18,00	810,00			2276,61	1,49	49,31
Notas:						
a) Valores de M_{cr} apresentados no Anexo 1.						
b) Valores de f [m] e H_u [kN] do método de Broms (1964b) são calculados através das expressões 2.27 e 2.28.						
c) No Anexo 8 segue a explicação da obtenção dos valores de i [m], f [m]e H_u [kN] do método de Reese et. al. (1974), que foram calculados através de soluções de equilíbrio estático.						

Tabela A4.3 – Valores de p_u para o CASO 2.2, com $\phi' = 30^\circ$

CASO 2.2											
Prof. [m]	Broms, 1964b		Reese et al., 1974								
	K_p	p_u [kN/m]	z/d	A (tabela)	K_a	K_0	α	β	p_{ct}	p_{cd}	p_u [kN/m]
0,00		0,00	0	2,80					0,00	0,00	0,00
-0,50		45,00	1	2,10					18,11	143,73	38,04
-1,00		90,00	2	1,50					45,78	287,45	68,68
-1,50		135,00	3	1,10					83,01	431,18	91,31
-2,00		180,00	4	0,90					129,80	574,90	116,82
-2,50		225,00	5	0,88					186,15	718,63	163,81
-3,00		270,00	6	0,88					252,05	862,35	221,81
-3,50		315,00	7	0,88					327,52	1006,08	288,22
-4,00		360,00	8	0,88					412,54	1149,81	363,03
-4,50		405,00	9	0,88					507,12	1293,53	446,27
-5,00		450,00	10	0,88					611,26	1437,26	537,91
-5,50		495,00	11	0,88					724,96	1580,98	637,96
-6,00		540,00	12	0,88					848,21	1724,71	746,43
-6,50		585,00	13	0,88					981,03	1868,43	863,31
-7,00		630,00	14	0,88					1123,40	2012,16	988,59
-7,50		675,00	15	0,88					1275,33	2155,88	1122,29
-8,00		720,00	16	0,88					1436,82	2299,61	1264,41
-8,50		765,00	17	0,88					1607,87	2443,34	1414,93
-9,00	3,0	810,00	18	0,88	0,33	0,4	0,26	1,05	1788,48	2587,06	1573,86
-9,50		855,00	19	0,88					1978,65	2730,79	1741,21
-10,00		900,00	20	0,88					2178,37	2874,51	1916,97
-10,50		945,00	21	0,88					2387,65	3018,24	2101,14
-11,00		990,00	22	0,88					2606,50	3161,96	2293,72
-11,50		1035,00	23	0,88					2834,90	3305,69	2494,71
-12,00		1080,00	24	0,88					3072,85	3449,42	2704,11
-12,50		1125,00	25	0,88					3320,37	3593,14	2921,93
-13,00		1170,00	26	0,88					3577,45	3736,87	3148,15
-13,50		1215,00	27	0,88					3844,08	3880,59	3382,79
-14,00		1260,00	28	0,88					4120,27	4024,32	3541,40
-14,50		1305,00	29	0,88					4406,03	4168,04	3667,88
-15,00		1350,00	30	0,88					4701,34	4311,77	3794,36
-15,50		1395,00	31	0,88					5006,20	4455,49	3920,84
-16,00		1440,00	32	0,88					5320,63	4599,22	4047,31
-16,50		1485,00	33	0,88					5644,62	4742,95	4173,79
-17,00		1530,00	34	0,88					5978,16	4886,67	4300,27
-17,50		1575,00	35	0,88					6321,26	5030,40	4426,75
-18,00		1620,00	36	0,88					6673,92	5174,12	4553,23

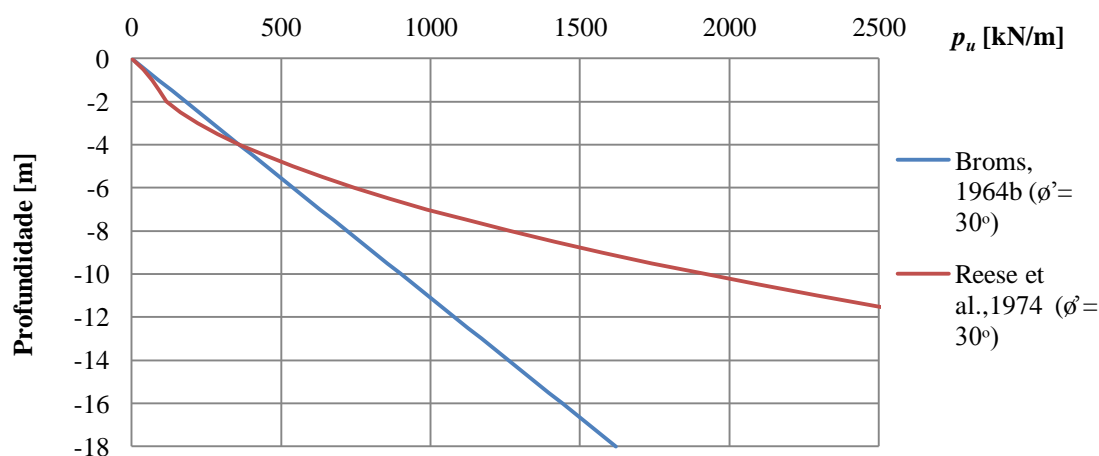
Figura A4.2 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 2.2, com $\phi' = 30^\circ$

Tabela A4.4 – Valores de H_u para o CASO 2.2, com $\theta' = 30^\circ$

CASO 2.2							
$d = 1,0\text{m}$ $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$ $\theta' = 30^\circ$ $M_{cr} = 255,25 \text{ kNm}$ ^{a)}	Broms, 1964b ^{b)}			Reese et al.,1974 ^{c)}			
Prof. [m]	p_u [kN/m]	f [m]	H_u [kN]	p_u [kN/m]	i [m]	H_u [kN]	
0,00	0,00	1,91	162,39	0,00	-	-	
-0,50	45,00			38,04	-	-	
-1,00	90,00			68,68	-	-	
-1,50	135,00			91,31	-	-	
-2,00	180,00			116,82	0,16	146,80	
-2,50	225,00			163,81			
-3,00	270,00			221,81			
-3,50	315,00			288,22			
-4,00	360,00			363,03			
-4,50	405,00			446,27			
-5,00	450,00			537,91			
-5,50	495,00			637,96			
-6,00	540,00			746,43			
-6,50	585,00			863,31			
-7,00	630,00			988,59			
-7,50	675,00			1122,29			
-8,00	720,00			1264,41			
-8,50	765,00			1414,93			
-9,00	810,00			1573,86			
-9,50	855,00			1741,21			
-10,00	900,00			1916,97			
-10,50	945,00			2101,14			
-11,00	990,00			2293,72			
-11,50	1035,00			2494,71			
-12,00	1080,00			2704,11			
-12,50	1125,00			2921,93			
-13,00	1170,00			3148,15			
-13,50	1215,00			3382,79			
-14,00	1260,00			3541,40			
-14,50	1305,00			3667,88			
-15,00	1350,00			3794,36			
-15,50	1395,00			3920,84			
-16,00	1440,00			4047,31			
-16,50	1485,00			4173,79			
-17,00	1530,00			4300,27			
-17,50	1575,00			4426,75	f [m]	H_u [kN]	
-18,00	1620,00				4553,23	2,16	146,80
Notas:							
a) Valores de M_{cr} apresentados no Anexo 1.							
b) Valores de f [m] e H_u [kN] do método de Broms (1964b) são calculados através das expressões 2.27 e 2.28.							
c) No Anexo 8 segue a explicação da obtenção dos valores de i [m], f [m]e H_u [kN] do método de Reese et. al. (1974), que foram calculados através de soluções de equilíbrio estático.							

Tabela A4.5 – Valores de p_u para o CASO 2.3, com $\phi' = 30^\circ$

CASO 2.3											
Prof. [m]	Broms, 1964b		Reese et al., 1974								
	K_p	p_u [kN/m]	z/d	A (tabela)	K_a	K_0	α	β	p_{cr}	p_{cd}	p_u [kN/m]
0,00	3,0	0,00	0	2,80	0,33	0,4	0,26	1,05	0,00	0,00	0,00
-0,50		45,00	1	2,10					22,89	143,73	48,07
-1,00		90,00	2	1,50					64,90	287,45	97,35
-1,50		135,00	3	1,10					126,03	431,18	138,63
-2,00		180,00	4	0,90					206,27	574,90	185,64
-2,50		225,00	5	0,88					305,63	718,63	268,95
-3,00		270,00	6	0,88					424,11	862,35	373,21
-3,50		315,00	7	0,88					561,70	1006,08	494,30
-4,00		360,00	8	0,88					718,41	1149,81	632,20
-4,50		405,00	9	0,88					894,24	1293,53	786,93
-5,00		450,00	10	0,88					1089,19	1437,26	958,48
-5,50		495,00	11	0,88					1303,25	1580,98	1146,86
-6,00		540,00	12	0,88					1536,43	1724,71	1352,06
-6,50		585,00	13	0,88					1788,72	1868,43	1574,08
-7,00		630,00	14	0,88					2060,14	2012,16	1770,70
-7,50		675,00	15	0,88					2350,67	2155,88	1897,18
-8,00		720,00	16	0,88					2660,32	2299,61	2023,66
-8,50		765,00	17	0,88					2989,08	2443,34	2150,14
-9,00		810,00	18	0,88					3336,96	2587,06	2276,61
-9,50		855,00	19	0,88					3703,96	2730,79	2403,09
-10,00		900,00	20	0,88					4090,08	2874,51	2529,57
-10,50		945,00	21	0,88					4495,31	3018,24	2656,05
-11,00		990,00	22	0,88					4919,66	3161,96	2782,53
-11,50		1035,00	23	0,88					5363,13	3305,69	2909,01
-12,00		1080,00	24	0,88					5825,71	3449,42	3035,49
-12,50		1125,00	25	0,88					6307,41	3593,14	3161,96
-13,00		1170,00	26	0,88					6808,23	3736,87	3288,44
-13,50		1215,00	27	0,88					7328,16	3880,59	3414,92
-14,00		1260,00	28	0,88					7867,22	4024,32	3541,40
-14,50		1305,00	29	0,88					8425,38	4168,04	3667,88
-15,00		1350,00	30	0,88					9002,67	4311,77	3794,36
-15,50		1395,00	31	0,88					9599,07	4455,49	3920,84
-16,00		1440,00	32	0,88					10214,59	4599,22	4047,31
-16,50		1485,00	33	0,88					10849,23	4742,95	4173,79
-17,00		1530,00	34	0,88					11502,99	4886,67	4300,27
-17,50		1575,00	35	0,88					12175,86	5030,40	4426,75
-18,00		1620,00	36	0,88					12867,85	5174,12	4553,23

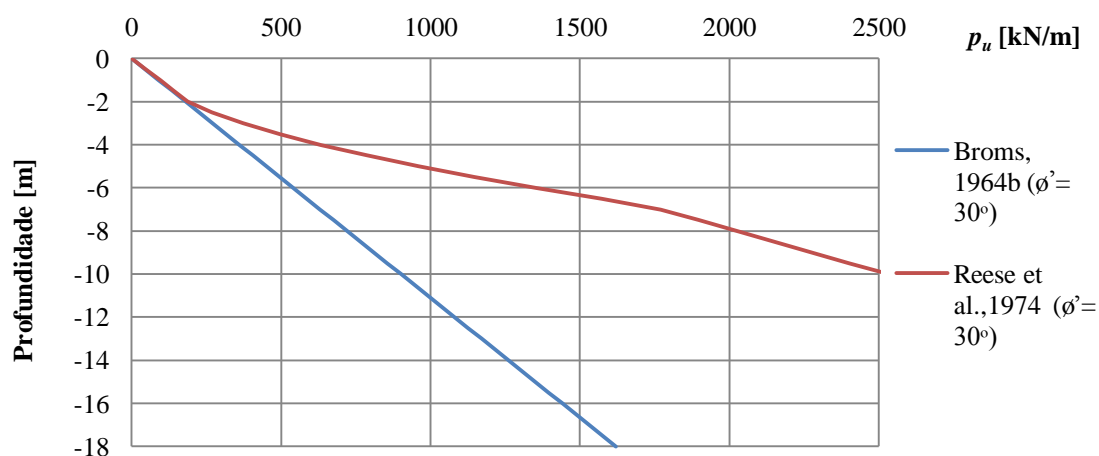
Figura A4.3 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 2.3, com $\phi' = 30^\circ$

Tabela A4.6 – Valores de H_u para o CASO 2.3, com $\theta' = 30^\circ$

CASO 2.3						
$d = 0,5\text{m}$ $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ $\theta' = 30^\circ$ $M_{cr} = 63,81 \text{ kNm}^{\text{a)}}$	Broms, 1964b ^{b)}			Reese et al.,1974 ^{c)}		
Prof. [m]	p_u [kN/m]	f [m]	H_u [kN]	p_u [kN/m]	i [m]	H_u [kN]
0,00	0,00	1,16	59,61	0,00	-	-
-0,50	45,00			48,07	-	-
-1,00	90,00			97,35	0,13	60,72
-1,50	135,00			138,63		
-2,00	180,00			185,64		
-2,50	225,00			268,95		
-3,00	270,00			373,21		
-3,50	315,00			494,30		
-4,00	360,00			632,20		
-4,50	405,00			786,93		
-5,00	450,00			958,48		
-5,50	495,00			1146,86		
-6,00	540,00			1352,06		
-6,50	585,00			1574,08		
-7,00	630,00			1770,70		
-7,50	675,00			1897,18		
-8,00	720,00			2023,66		
-8,50	765,00			2150,14		
-9,00	810,00			2276,61		
-9,50	855,00			2403,09		
-10,00	900,00			2529,57		
-10,50	945,00			2656,05		
-11,00	990,00			2782,53		
-11,50	1035,00			2909,01		
-12,00	1080,00			3035,49		
-12,50	1125,00			3161,96		
-13,00	1170,00			3288,44		
-13,50	1215,00			3414,92		
-14,00	1260,00			3541,40		
-14,50	1305,00			3667,88		
-15,00	1350,00			3794,36		
-15,50	1395,00			3920,84		
-16,00	1440,00			4047,31		
-16,50	1485,00			4173,79		
-17,00	1530,00			4300,27		
-17,50	1575,00			4426,75	f [m]	H_u [kN]
-18,00	1620,00			4553,23	1,13	60,72

Notas:
a) Valores de M_{cr} apresentados no Anexo 1.
b) Valores de f [m] e H_u [kN] do método de Broms (1964b) são calculados através das expressões 2.27 e 2.28.
c) No Anexo 8 segue a explicação da obtenção dos valores de i [m], f [m]e H_u [kN] do método de Reese et. al. (1974), que foram calculados através de soluções de equilíbrio estático.

Tabela A4.7 – Valores de p_u para o CASO 2.4, com $\phi' = 30^\circ$

CASO 2.4											
$d = 1,0\text{m}$ $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ $\phi' = 30^\circ$	Broms, 1964b			Reese et al., 1974							
Prof. [m]	K_p	p_u [kN/m]	z/d	A (tabela)	K_a	K_0	α	β	p_{ci}	p_{cd}	p_u [kN/m]
0,00		0,00	0	2,80					0,00	0,00	0,00
-0,50		90,00	1	2,10					36,23	287,45	76,07
-1,00		180,00	2	1,50					91,57	574,90	137,35
-1,50		270,00	3	1,10					166,03	862,35	182,63
-2,00		360,00	4	0,90					259,60	1149,81	233,64
-2,50		450,00	5	0,88					372,30	1437,26	327,62
-3,00		540,00	6	0,88					504,11	1724,71	443,61
-3,50		630,00	7	0,88					655,03	2012,16	576,43
-4,00		720,00	8	0,88					825,08	2299,61	726,07
-4,50		810,00	9	0,88					1014,24	2587,06	892,53
-5,00		900,00	10	0,88					1222,52	2874,51	1075,82
-5,50		990,00	11	0,88					1449,91	3161,96	1275,92
-6,00		1080,00	12	0,88					1696,43	3449,42	1492,86
-6,50		1170,00	13	0,88					1962,06	3736,87	1726,61
-7,00		1260,00	14	0,88					2246,80	4024,32	1977,19
-7,50		1350,00	15	0,88					2550,67	4311,77	2244,59
-8,00		1440,00	16	0,88					2873,65	4599,22	2528,81
-8,50		1530,00	17	0,88					3215,75	4886,67	2829,86
-9,00	3,0	1620,00	18	0,88	0,33	0,4	0,26	1,05	3576,96	5174,12	3147,73
-9,50		1710,00	19	0,88					3957,29	5461,57	3482,42
-10,00		1800,00	20	0,88					4356,74	5749,03	3833,93
-10,50		1890,00	21	0,88					4775,31	6036,48	4202,27
-11,00		1980,00	22	0,88					5212,99	6323,93	4587,43
-11,50		2070,00	23	0,88					5669,79	6611,38	4989,42
-12,00		2160,00	24	0,88					6145,71	6898,83	5408,22
-12,50		2250,00	25	0,88					6640,74	7186,28	5843,85
-13,00		2340,00	26	0,88					7154,89	7473,73	6296,31
-13,50		2430,00	27	0,88					7688,16	7761,18	6765,58
-14,00		2520,00	28	0,88					8240,55	8048,64	7082,80
-14,50		2610,00	29	0,88					8812,05	8336,09	7335,76
-15,00		2700,00	30	0,88					9402,67	8623,54	7588,71
-15,50		2790,00	31	0,88					10012,41	8910,99	7841,67
-16,00		2880,00	32	0,88					10641,26	9198,44	8094,63
-16,50		2970,00	33	0,88					11289,23	9485,89	8347,59
-17,00		3060,00	34	0,88					11956,32	9773,34	8600,54
-17,50		3150,00	35	0,88					12642,52	10060,79	8853,50
-18,00		3240,00	36	0,88					13347,85	10348,25	9106,46

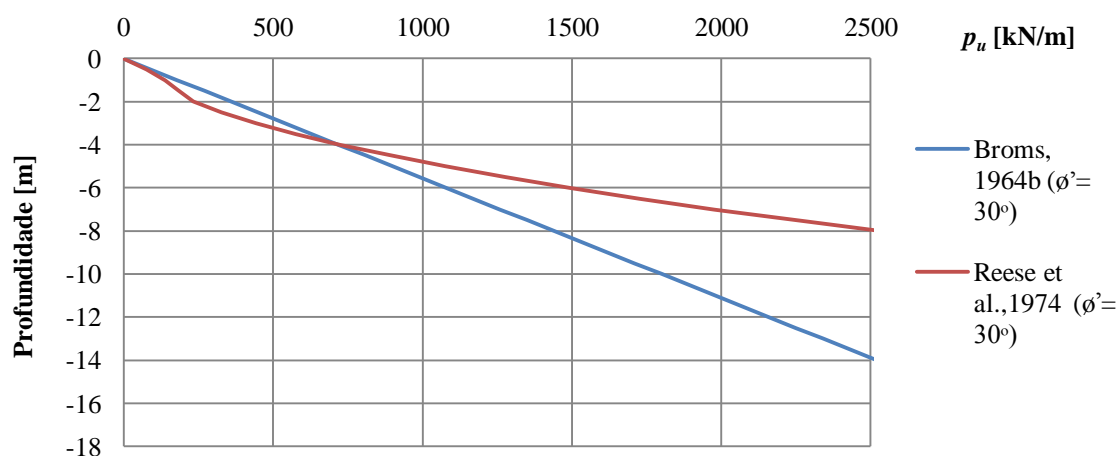
Figura A4.4 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 2.4, com $\phi' = 30^\circ$

Tabela A4.8 – Valores de H_u para o CASO 2.4, com $\theta' = 30^\circ$

CASO 2.4						
$d = 1,0\text{m}$ $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ $\theta' = 30^\circ$ $M_{cr} = 255,25 \text{ kNm}$ ^{a)}	Broms, 1964b ^{b)}			Reese et al.,1974 ^{c)}		
Prof. [m]	p_u [kN/m]	f [m]	H_u [kN]	p_u [kN/m]	i [m]	H_u [kN]
0,00	0,00	1,49	197,57	0,00	-	-
-0,50	90,00			76,07	-	-
-1,00	180,00			137,35	-	-
-1,50	270,00			182,63	0,16	181,53
-2,00	360,00			233,64		
-2,50	450,00			327,62		
-3,00	540,00			443,61		
-3,50	630,00			576,43		
-4,00	720,00			726,07		
-4,50	810,00			892,53		
-5,00	900,00			1075,82		
-5,50	990,00			1275,92		
-6,00	1080,00			1492,86		
-6,50	1170,00			1726,61		
-7,00	1260,00			1977,19		
-7,50	1350,00			2244,59		
-8,00	1440,00			2528,81		
-8,50	1530,00			2829,86		
-9,00	1620,00			3147,73		
-9,50	1710,00			3482,42		
-10,00	1800,00			3833,93		
-10,50	1890,00			4202,27		
-11,00	1980,00			4587,43		
-11,50	2070,00			4989,42		
-12,00	2160,00			5408,22		
-12,50	2250,00			5843,85		
-13,00	2340,00			6296,31		
-13,50	2430,00			6765,58		
-14,00	2520,00			7082,80		
-14,50	2610,00			7335,76		
-15,00	2700,00			7588,71		
-15,50	2790,00			7841,67		
-16,00	2880,00			8094,63		
-16,50	2970,00			8347,59		
-17,00	3060,00			8600,54		
-17,50	3150,00			8853,50	f [m]	H_u [kN]
-18,00	3240,00			9106,46	1,66	181,53
Notas:						
a) Valores de M_{cr} apresentados no Anexo 1.						
b) Valores de f [m] e H_u [kN] do método de Broms (1964b) são calculados através das expressões 2.27 e 2.28.						
c) No Anexo 8 segue a explicação da obtenção dos valores de i [m], f [m]e H_u [kN] do método de Reese et. al. (1974), que foram calculados através de soluções de equilíbrio estático.						

Anexo 5

**Resultados relativos aos quatro casos estudados no parágrafo
4.4.1 para solos incoerentes com $\theta' = 20^\circ$ e 40°**

Tabela A5.1 – Valores de p_u para o CASO 2.1, com $\phi' = 20^\circ$

CASO 2.1											
Prof. [m]	Broms, 1964b		Reese et al., 1974								
	K_p	p_u [kN/m]	z/d	A (tabela)	K_a	K_0	α	β	p_{ct}	p_{cd}	p_u [kN/m]
0,00	2,04	0,00	0	2,80	0,49	0,40	0,17	0,96	0,00	0,00	0,00
-0,50		15,30	1	2,10					5,76	21,50	12,10
-1,00		30,59	2	1,50					15,31	43,00	22,96
-1,50		45,89	3	1,10					28,63	64,50	31,50
-2,00		61,19	4	0,90					45,74	86,00	41,17
-2,50		76,49	5	0,88					66,63	107,50	58,63
-3,00		91,78	6	0,88					91,29	129,00	80,34
-3,50		107,08	7	0,88					119,74	150,50	105,37
-4,00		122,38	8	0,88					151,97	172,00	133,73
-4,50		137,67	9	0,88					187,98	193,50	165,42
-5,00		152,97	10	0,88					227,77	215,00	189,20
-5,50		168,27	11	0,88					271,34	236,50	208,12
-6,00		183,56	12	0,88					318,69	258,00	227,04
-6,50		198,86	13	0,88					369,83	279,50	245,96
-7,00		214,16	14	0,88					424,74	301,00	264,88
-7,50		229,46	15	0,88					483,44	322,50	283,80
-8,00		244,75	16	0,88					545,91	344,00	302,72
-8,50		260,05	17	0,88					612,17	365,50	321,64
-9,00		275,35	18	0,88					682,20	387,00	340,56
-9,50		290,64	19	0,88					756,02	408,51	359,48
-10,00		305,94	20	0,88					833,62	430,01	378,40
-10,50		321,24	21	0,88					915,00	451,51	397,33
-11,00		336,54	22	0,88					1000,16	473,01	416,25
-11,50		351,83	23	0,88					1089,10	494,51	435,17
-12,00		367,13	24	0,88					1181,82	516,01	454,09
-12,50		382,43	25	0,88					1278,32	537,51	473,01
-13,00		397,72	26	0,88					1378,60	559,01	491,93
-13,50		413,02	27	0,88					1482,67	580,51	510,85
-14,00		428,32	28	0,88					1590,51	602,01	529,77
-14,50		443,61	29	0,88					1702,14	623,51	548,69
-15,00		458,91	30	0,88					1817,54	645,01	567,61
-15,50		474,21	31	0,88					1936,73	666,51	586,53
-16,00		489,51	32	0,88					2059,70	688,01	605,45
-16,50		504,80	33	0,88					2186,45	709,51	624,37
-17,00		520,10	34	0,88					2316,97	731,01	643,29
-17,50		535,40	35	0,88					2451,28	752,51	662,21
-18,00		550,69	36	0,88					2589,38	774,01	681,13

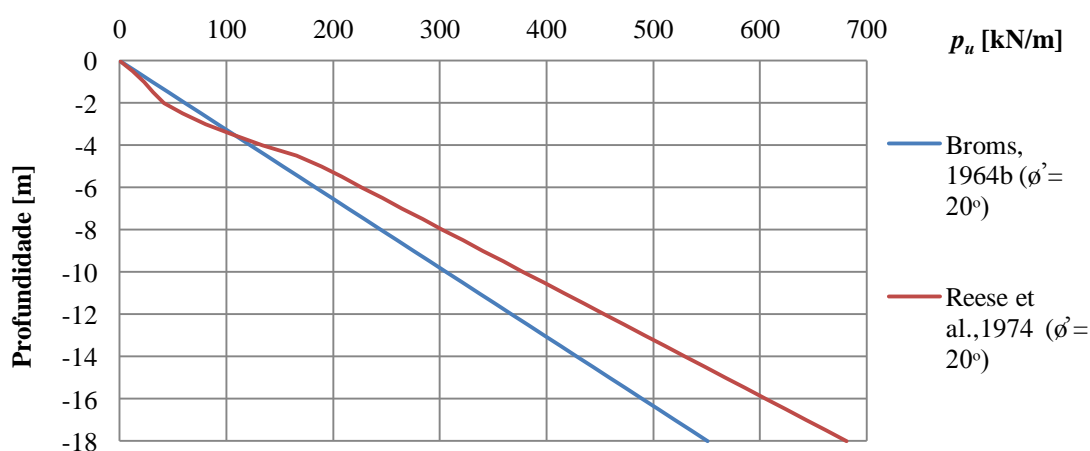
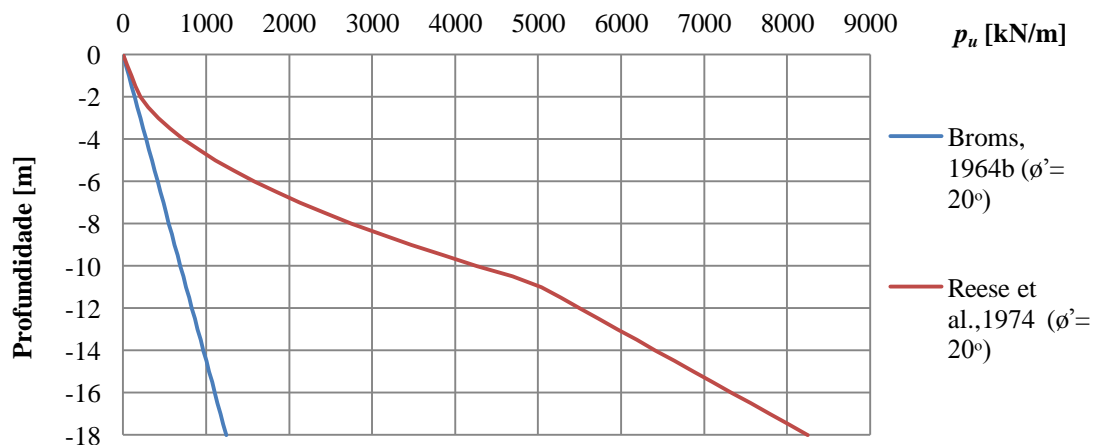
Figura A5.1 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 2.1, com $\phi' = 20^\circ$

Tabela A5.2 – Valores de p_u para o CASO 2.1, com $\phi' = 40^\circ$

CASO 2.1											
$d = 0,5m$ $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$ $\theta' = 40^\circ$	Broms, 1964b		Reese et al., 1974								
Prof. [m]	K_p	p_u [kN/m]	z/d	A (tabela)	K_a	K_0	α	β	p_{cr}	p_{cd}	p_u [kN/m]
0,00	4,60	0,00	0	2,80	0,21	0,4	0,35	1,13	0,00	0,00	0,00
-0,50		34,49	1	2,10					22,51	260,37	47,28
-1,00		68,98	2	1,50					68,15	520,74	102,22
-1,50		103,48	3	1,10					136,90	781,11	150,59
-2,00		137,97	4	0,90					228,77	1041,48	205,90
-2,50		172,46	5	0,88					343,77	1301,85	302,51
-3,00		206,95	6	0,88					481,88	1562,22	424,05
-3,50		241,44	7	0,88					643,11	1822,59	565,94
-4,00		275,93	8	0,88					827,46	2082,96	728,17
-4,50		310,43	9	0,88					1034,93	2343,33	910,74
-5,00		344,92	10	0,88					1265,53	2603,70	1113,66
-5,50		379,41	11	0,88					1519,24	2864,07	1336,93
-6,00		413,90	12	0,88					1796,07	3124,44	1580,54
-6,50		448,39	13	0,88					2096,02	3384,81	1844,50
-7,00		482,89	14	0,88					2419,09	3645,19	2128,80
-7,50		517,38	15	0,88					2765,28	3905,56	2433,45
-8,00		551,87	16	0,88					3134,59	4165,93	2758,44
-8,50		586,36	17	0,88					3527,02	4426,30	3103,78
-9,00		620,85	18	0,88					3942,57	4686,67	3469,46
-9,50		655,34	19	0,88					4381,24	4947,04	3855,49
-10,00		689,84	20	0,88					4843,03	5207,41	4261,87
-10,50		724,33	21	0,88					5327,94	5467,78	4688,59
-11,00		758,82	22	0,88					5835,97	5728,15	5040,77
-11,50		793,31	23	0,88					6367,12	5988,52	5269,90
-12,00		827,80	24	0,88					6921,39	6248,89	5499,02
-12,50		862,30	25	0,88					7498,77	6509,26	5728,15
-13,00		896,79	26	0,88					8099,28	6769,63	5957,27
-13,50		931,28	27	0,88					8722,91	7030,00	6186,40
-14,00		965,77	28	0,88					9369,66	7290,37	6415,53
-14,50		1000,26	29	0,88					10039,53	7550,74	6644,65
-15,00		1034,75	30	0,88					10732,51	7811,11	6873,78
-15,50		1069,25	31	0,88					11448,62	8071,48	7102,90
-16,00		1103,74	32	0,88					12187,85	8331,85	7332,03
-16,50		1138,23	33	0,88					12950,19	8592,22	7561,16
-17,00		1172,72	34	0,88					13735,66	8852,59	7790,28
-17,50		1207,21	35	0,88					14544,25	9112,96	8019,41
-18,00	1241,71	36	0,88	15375,95	9373,33	8248,53					

Figura A5.2 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 2.1, com $\phi' = 40^\circ$

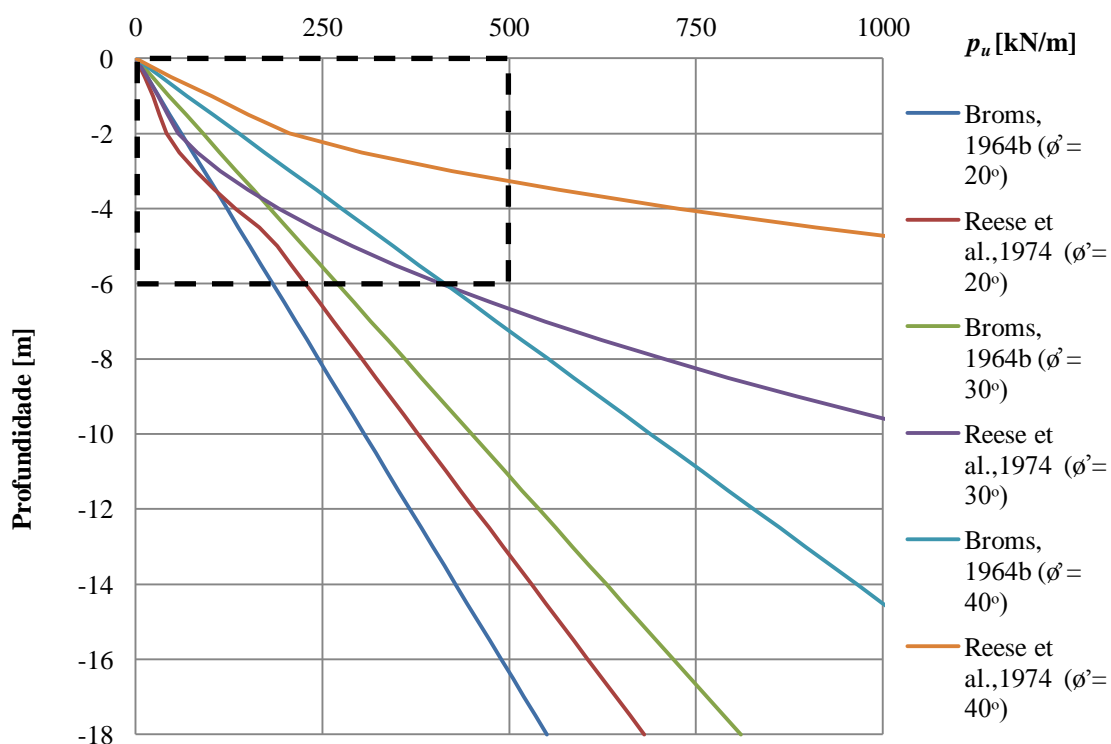


Figura A5.3 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 2.1, com $\phi' = 20^\circ, 30^\circ$ e 40°

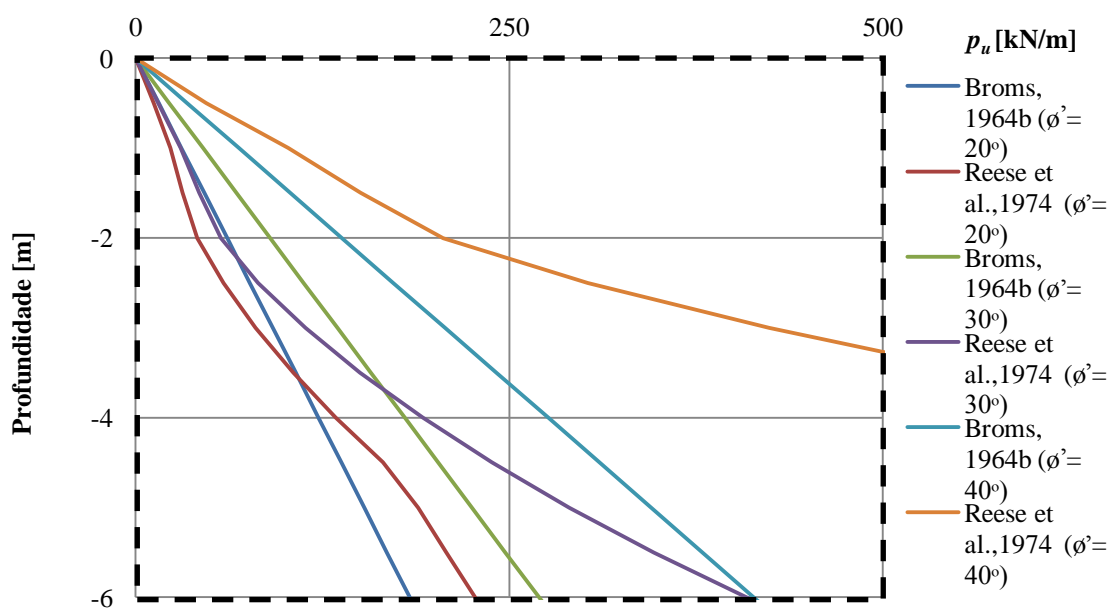


Figura A5.4 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 2.1, com $\phi' = 20^\circ, 30^\circ$ e 40° , nos primeiros 6m de profundidade

Tabela A5.3 – Valores de H_u para o CASO 2.1, com $\theta' = 20^\circ$

CASO 2.1						
$d = 0,5\text{m}$ $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$ $\theta' = 20^\circ$ $e = 0,3\text{m}$ $M_{cr} = 63,81 \text{ kNm}$ ^{a)}	Broms, 1964b ^{b)}			Reese et al.,1974 ^{c)}		
Prof. [m]	p_u [kN/m]	f [m]	H_u [kN]	p_u [kN/m]	i [m]	H_u [kN]
0,00	0,00	1,49	49,39	0,00	-	-
-0,50	22,50			24,04	-	-
-1,00	45,00			48,68	0,49	49,31
-1,50	67,50			69,31		
-2,00	90,00			92,82		
-2,50	112,50			134,48		
-3,00	135,00			186,61		
-3,50	157,50			247,15		
-4,00	180,00			316,10		
-4,50	202,50			393,47		
-5,00	225,00			479,24		
-5,50	247,50			573,43		
-6,00	270,00			676,03		
-6,50	292,50			787,04		
-7,00	315,00			885,35		
-7,50	337,50			948,59		
-8,00	360,00			1011,83		
-8,50	382,50			1075,07		
-9,00	405,00			1138,31		
-9,50	427,50			1201,55		
-10,00	450,00			1264,79		
-10,50	472,50			1328,02		
-11,00	495,00			1391,26		
-11,50	517,50			1454,50		
-12,00	540,00			1517,74		
-12,50	562,50			1580,98		
-13,00	585,00			1644,22		
-13,50	607,50			1707,46		
-14,00	630,00			1770,70		
-14,50	652,50			1833,94		
-15,00	675,00			1897,18		
-15,50	697,50			1960,42		
-16,00	720,00			2023,66		
-16,50	742,50			2086,90		
-17,00	765,00			2150,14		
-17,50	787,50			2213,37	f [m]	H_u [kN]
-18,00	810,00			2276,61	1,49	49,31
Notas:						
a) Valores de M_{cr} apresentados no Anexo 1.						
b) Valores de f [m] e H_u [kN] do método de Broms (1964b) são calculados através das expressões 2.27 e 2.28.						
c) No Anexo 8 segue a explicação da obtenção dos valores de i [m], f [m]e H_u [kN] do método de Reese et. al. (1974), que foram calculados através de soluções de equilíbrio estático.						

Tabela A5.4 – Valores de H_u para o CASO 2.1, com $\phi' = 40^\circ$

CASO 2.1						
$d = 0,5\text{m}$ $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$ $\theta' = 40^\circ$ $e = 0,3\text{m}$ $M_{cr} = 63,81 \text{ kNm}$ ^{a)}	Broms, 1964b ^{b)}			Reese et al.,1974 ^{c)}		
Prof. [m]	p_u [kN/m]	f [m]	H_u [kN]	p_u [kN/m]	i [m]	H_u [kN]
0,00	0,00	1,27	55,52	0,00	-	-
-0,50	34,49			47,28	-	-
-1,00	68,98			102,22	0,12	61,11
-1,50	103,48			150,59		
-2,00	137,97			205,90		
-2,50	172,46			302,51		
-3,00	206,95			424,05		
-3,50	241,44			565,94		
-4,00	275,93			728,17		
-4,50	310,43			910,74		
-5,00	344,92			1113,66		
-5,50	379,41			1336,93		
-6,00	413,90			1580,54		
-6,50	448,39			1844,50		
-7,00	482,89			2128,80		
-7,50	517,38			2433,45		
-8,00	551,87			2758,44		
-8,50	586,36			3103,78		
-9,00	620,85			3469,46		
-9,50	655,34			3855,49		
-10,00	689,84			4261,87		
-10,50	724,33			4688,59		
-11,00	758,82			5040,77		
-11,50	793,31			5269,90		
-12,00	827,80			5499,02		
-12,50	862,30			5728,15		
-13,00	896,79			5957,27		
-13,50	931,28			6186,40		
-14,00	965,77			6415,53		
-14,50	1000,26			6644,65		
-15,00	1034,75			6873,78		
-15,50	1069,25			7102,90		
-16,00	1103,74			7332,03		
-16,50	1138,23			7561,16		
-17,00	1172,72			7790,28		
-17,50	1207,21			8019,41	f [m]	H_u [kN]
-18,00	1241,71			8248,53	1,12	61,11
Notas:						
a) Valores de M_{cr} apresentados no Anexo 1.						
b) Valores de f [m] e H_u [kN] do método de Broms (1964b) são calculados através das expressões 2.27 e 2.28.						
c) No Anexo 8 segue a explicação da obtenção dos valores de i [m], f [m]e H_u [kN] do método de Reese et. al. (1974), que foram calculados através de soluções de equilíbrio estático.						

Tabela A5.5 – Valores de p_u para o CASO 2.2, com $\phi' = 20^\circ$

CASO 2.2											
Prof. [m]	Broms, 1964b		Reese et al., 1974								
	K_p	p_u [kN/m]	z/d	A (tabela)	K_a	K_0	α	β	p_{ci}	p_{cd}	p_u [kN/m]
0,00	2,04	0,00	0	2,80	0,49	0,4	0,17	0,96	0,00	0,00	0,00
-0,50		30,59	1	2,10					9,64	43,00	20,24
-1,00		61,19	2	1,50					23,05	86,00	34,58
-1,50		91,78	3	1,10					40,25	129,00	44,28
-2,00		122,38	4	0,90					61,23	172,00	55,11
-2,50		152,97	5	0,88					85,99	215,00	75,67
-3,00		183,56	6	0,88					114,53	258,00	100,79
-3,50		214,16	7	0,88					146,85	301,00	129,23
-4,00		244,75	8	0,88					182,96	344,00	161,00
-4,50		275,35	9	0,88					222,84	387,00	196,10
-5,00		305,94	10	0,88					266,50	430,01	234,52
-5,50		336,54	11	0,88					313,95	473,01	276,27
-6,00		367,13	12	0,88					365,17	516,01	321,35
-6,50		397,72	13	0,88					420,18	559,01	369,76
-7,00		428,32	14	0,88					478,97	602,01	421,49
-7,50		458,91	15	0,88					541,53	645,01	476,55
-8,00		489,51	16	0,88					607,88	688,01	534,94
-8,50		520,10	17	0,88					678,01	731,01	596,65
-9,00		550,69	18	0,88					751,92	774,01	661,69
-9,50		581,29	19	0,88					829,61	817,01	718,97
-10,00		611,88	20	0,88					911,08	860,01	756,81
-10,50		642,48	21	0,88					996,34	903,01	794,65
-11,00		673,07	22	0,88					1085,37	946,01	832,49
-11,50		703,66	23	0,88					1178,18	989,01	870,33
-12,00		734,26	24	0,88					1274,78	1032,01	908,17
-12,50		764,85	25	0,88					1375,15	1075,01	946,01
-13,00		795,45	26	0,88					1479,31	1118,01	983,85
-13,50		826,04	27	0,88					1587,25	1161,01	1021,69
-14,00		856,63	28	0,88					1698,96	1204,02	1059,53
-14,50		887,23	29	0,88					1814,46	1247,02	1097,37
-15,00		917,82	30	0,88					1933,74	1290,02	1135,21
-15,50		948,42	31	0,88					2056,80	1333,02	1173,06
-16,00		979,01	32	0,88					2183,64	1376,02	1210,90
-16,50		1009,61	33	0,88					2314,26	1419,02	1248,74
-17,00		1040,20	34	0,88					2448,67	1462,02	1286,58
-17,50		1070,79	35	0,88					2586,85	1505,02	1324,42
-18,00		1101,39	36	0,88					2728,81	1548,02	1362,26

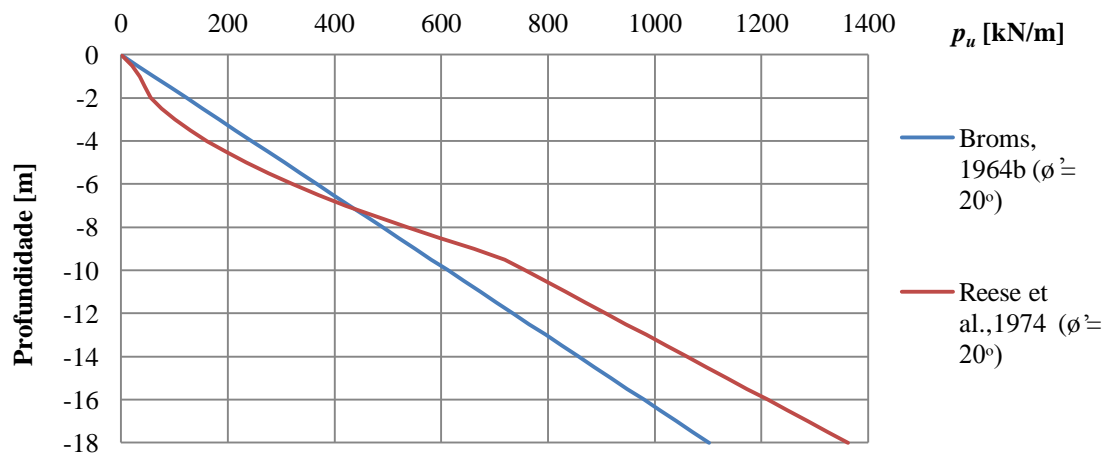
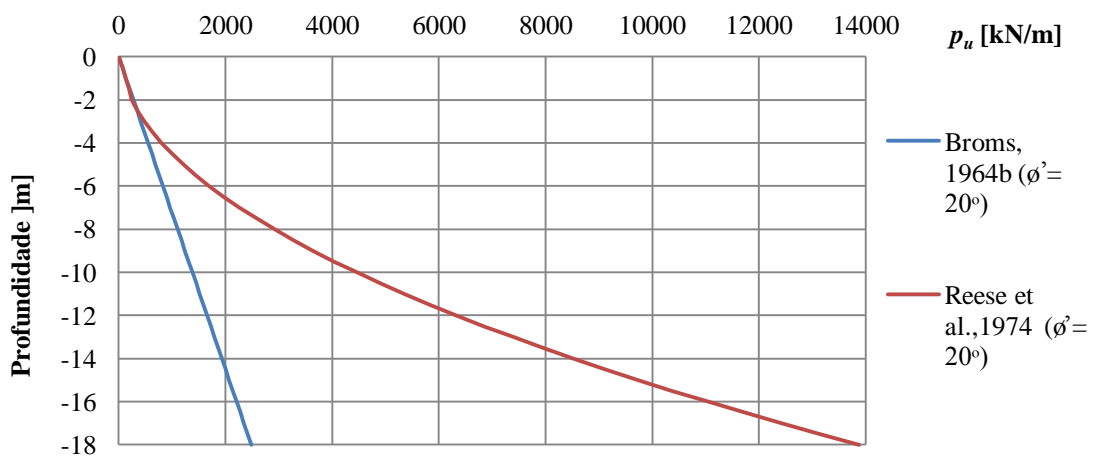
Figura A5.5 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 2.2, com $\phi' = 20^\circ$

Tabela A5.6 – Valores de p_u para o CASO 2.2, com $\phi' = 40^\circ$

CASO 2.2											
Prof. [m]	Broms, 1964b		Reese et al., 1974								
	K_p	p_u [kN/m]	z/d	A (tabela)	K_a	K_0	α	β	p_{et}	p_{cd}	p_u [kN/m]
0,00		0,00	0	2,80					0,00	0,00	0,00
-0,50		68,98	1	2,10					33,47	520,74	70,28
-1,00		137,97	2	1,50					90,05	1041,48	135,08
-1,50		206,95	3	1,10					169,76	1562,22	186,74
-2,00		275,93	4	0,90					272,59	2082,96	245,33
-2,50		344,92	5	0,88					398,53	2603,70	350,71
-3,00		413,90	6	0,88					547,60	3124,44	481,89
-3,50		482,89	7	0,88					719,79	3645,19	633,41
-4,00		551,87	8	0,88					915,09	4165,93	805,28
-4,50		620,85	9	0,88					1133,52	4686,67	997,50
-5,00		689,84	10	0,88					1375,06	5207,41	1210,06
-5,50		758,82	11	0,88					1639,73	5728,15	1442,96
-6,00		827,80	12	0,88					1927,51	6248,89	1696,21
-6,50		896,79	13	0,88					2238,42	6769,63	1969,81
-7,00		965,77	14	0,88					2572,44	7290,37	2263,75
-7,50		1034,75	15	0,88					2929,59	7811,11	2578,04
-8,00		1103,74	16	0,88					3309,85	8331,85	2912,67
-8,50		1172,72	17	0,88					3713,23	8852,59	3267,65
-9,00	4,60	1241,71	18	0,88	0,22	0,4	0,35	1,13	4139,74	9373,33	3642,97
-9,50		1310,69	19	0,88					4589,36	9894,07	4038,64
-10,00		1379,67	20	0,88					5062,10	10414,81	4454,65
-10,50		1448,66	21	0,88					5557,97	10935,56	4891,01
-11,00		1517,64	22	0,88					6076,95	11456,30	5347,72
-11,50		1586,62	23	0,88					6619,05	11977,04	5824,77
-12,00		1655,61	24	0,88					7184,27	12497,78	6322,16
-12,50		1724,59	25	0,88					7772,62	13018,52	6839,90
-13,00		1793,57	26	0,88					8384,08	13539,26	7377,99
-13,50		1862,56	27	0,88					9018,66	14060,00	7936,42
-14,00		1931,54	28	0,88					9676,36	14580,74	8515,20
-14,50		2000,53	29	0,88					10357,18	15101,48	9114,32
-15,00		2069,51	30	0,88					11061,12	15622,22	9733,79
-15,50		2138,49	31	0,88					11788,18	16142,96	10373,60
-16,00		2207,48	32	0,88					12538,37	16663,70	11033,76
-16,50		2276,46	33	0,88					13311,67	17184,44	11714,27
-17,00		2345,44	34	0,88					14108,09	17705,19	12415,12
-17,50		2414,43	35	0,88					14927,63	18225,93	13136,31
-18,00		2483,41	36	0,88					15770,29	18746,67	13877,85

Figura A5.6 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 2.2, com $\phi' = 40^\circ$

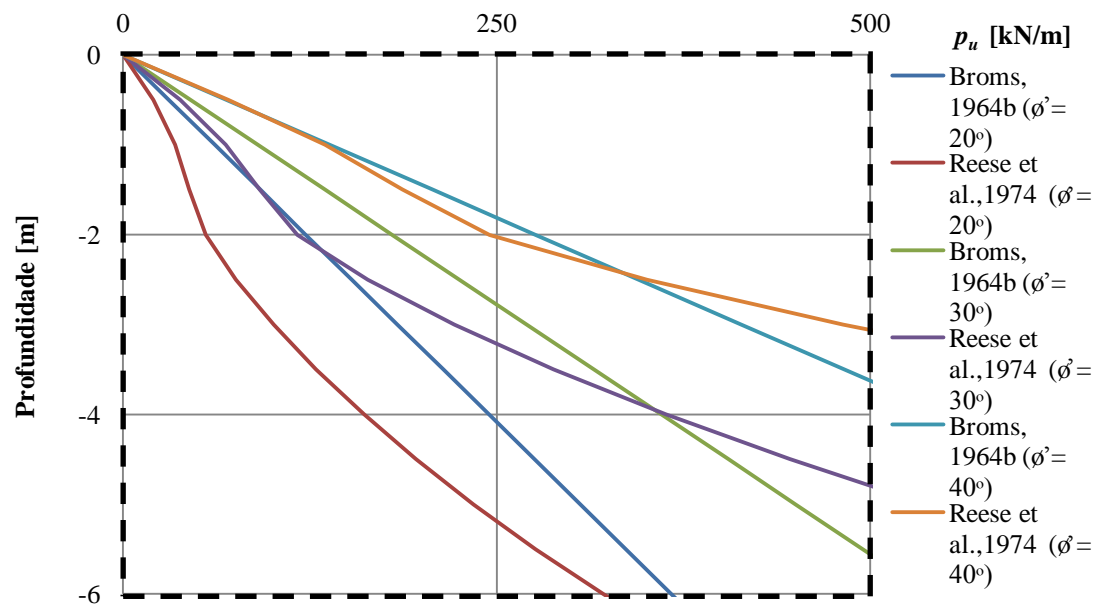
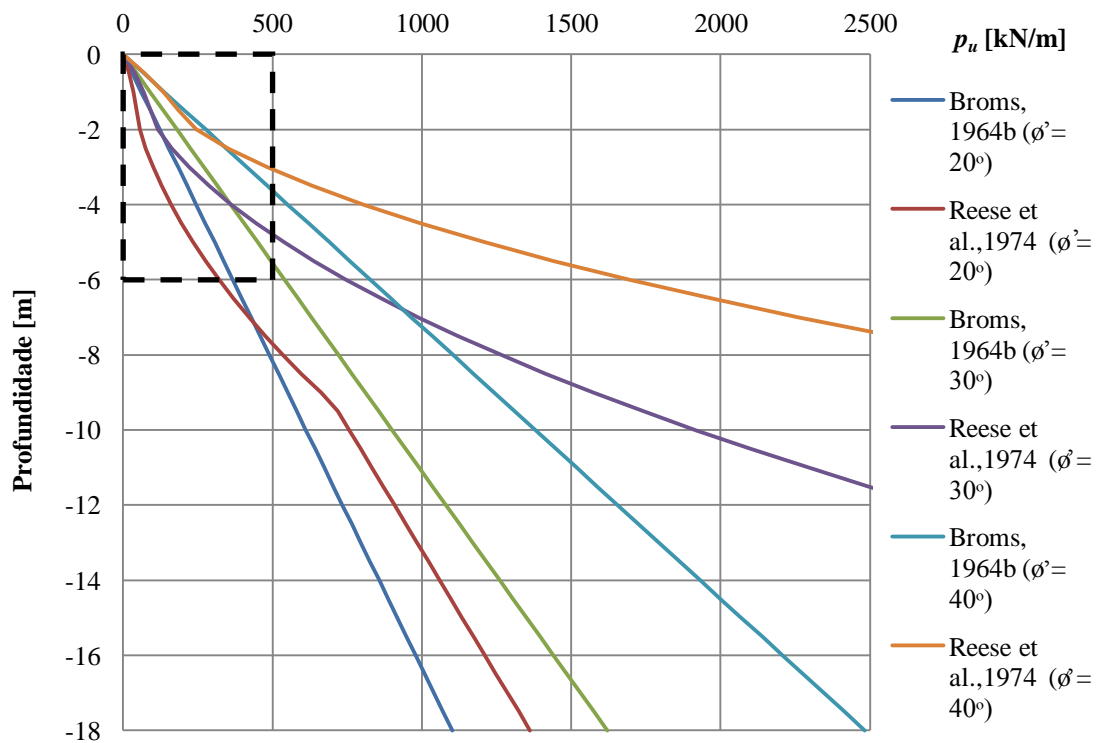


Tabela A5.7 – Valores de H_u para o CASO 2.2, com $\theta' = 20^\circ$

CASO 2.2						
$d = 1,0\text{m}$ $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$ $\theta' = 20^\circ$ $e = 0,3\text{m}$ $M_{cr} = 255,25 \text{ kNm}$ ^{a)}	Broms, 1964b ^{b)}			Reese et al.,1974 ^{c)}		
Prof. [m]	p_u [kN/m]	f [m]	H_u [kN]	p_u [kN/m]	i [m]	H_u [kN]
0,00	0,00	2,19	145,17	0,00	-	-
-0,50	30,59			20,24	-	-
-1,00	61,19			34,58	-	-
-1,50	91,78			44,28	-	-
-2,00	122,38			55,11	-	-
-2,50	152,97			75,67	0,29	118,20
-3,00	183,56			100,79		
-3,50	214,16			129,23		
-4,00	244,75			161,00		
-4,50	275,35			196,10		
-5,00	305,94			234,52		
-5,50	336,54			276,27		
-6,00	367,13			321,35		
-6,50	397,72			369,76		
-7,00	428,32			421,49		
-7,50	458,91			476,55		
-8,00	489,51			534,94		
-8,50	520,10			596,65		
-9,00	550,69			661,69		
-9,50	581,29			718,97		
-10,00	611,88			756,81		
-10,50	642,48			794,65		
-11,00	673,07			832,49		
-11,50	703,66			870,33		
-12,00	734,26			908,17		
-12,50	764,85			946,01		
-13,00	795,45			983,85		
-13,50	826,04			1021,69		
-14,00	856,63			1059,53		
-14,50	887,23			1097,37		
-15,00	917,82			1135,21		
-15,50	948,42			1173,06		
-16,00	979,01			1210,90		
-16,50	1009,61			1248,74		
-17,00	1040,20			1286,58		
-17,50	1070,79			1324,42	f [m]	H_u [kN]
-18,00	1101,387634			1362,26	2,79	118,20
Notas:						
a) Valores de M_{cr} apresentados no Anexo 1.						
b) Valores de f [m] e H_u [kN] do método de Broms (1964b) são calculados através das expressões 2.27 e 2.28.						
c) No Anexo 8 segue a explicação da obtenção dos valores de i [m], f [m]e H_u [kN] do método de Reese et. al. (1974), que foram calculados através de soluções de equilíbrio estático.						

Tabela A5.8 – Valores de H_u para o CASO 2.2, com $\theta' = 40^\circ$

CASO 2.2						
$d = 1,0\text{m}$ $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$ $\theta' = 40^\circ$ $e = 0,3\text{m}$ $M_{cr} = 255,25 \text{ kNm}$ ^{a)}	Broms, 1964b ^{b)}			Reese et al.,1974 ^{c)}		
Prof. [m]	p_u [kN/m]	f [m]	H_u [kN]	p_u [kN/m]	i [m]	H_u [kN]
0,00	0,00	1,64	183,42	0,00	-	-
-0,50	68,98			70,28	-	-
-1,00	137,97			135,08	-	-
-1,50	206,95			186,74	0,17	180,81
-2,00	275,93			245,33		
-2,50	344,92			350,71		
-3,00	413,90			481,89		
-3,50	482,89			633,41		
-4,00	551,87			805,28		
-4,50	620,85			997,50		
-5,00	689,84			1210,06		
-5,50	758,82			1442,96		
-6,00	827,80			1696,21		
-6,50	896,79			1969,81		
-7,00	965,77			2263,75		
-7,50	1034,75			2578,04		
-8,00	1103,74			2912,67		
-8,50	1172,72			3267,65		
-9,00	1241,71			3642,97		
-9,50	1310,69			4038,64		
-10,00	1379,67			4454,65		
-10,50	1448,66			4891,01		
-11,00	1517,64			5347,72		
-11,50	1586,62			5824,77		
-12,00	1655,61			6322,16		
-12,50	1724,59			6839,90		
-13,00	1793,57			7377,99		
-13,50	1862,56			7936,42		
-14,00	1931,54			8515,20		
-14,50	2000,53			9114,32		
-15,00	2069,51			9733,79		
-15,50	2138,49			10373,60		
-16,00	2207,48			11033,76		
-16,50	2276,46			11714,27		
-17,00	2345,44			12415,12		
-17,50	2414,43			13136,31	f [m]	H_u [kN]
-18,00	2483,41			13877,85	1,67	180,81
Notas:						
a) Valores de M_{cr} apresentados no Anexo 1.						
b) Valores de f [m] e H_u [kN] do método de Broms (1964b) são calculados através das expressões 2.27 e 2.28.						
c) No Anexo 8 segue a explicação da obtenção dos valores de i [m], f [m]e H_u [kN] do método de Reese et. al. (1974), que foram calculados através de soluções de equilíbrio estático.						

Tabela A5.9 – Valores de p_u para o CASO 2.3, com $\phi' = 20^\circ$

CASO 2.3											
Prof. [m]	Broms, 1964b		Reese et al., 1974								
	K_p	p_u [kN/m]	z/d	A (tabela)	K_a	K_0	α	β	p_{ct}	p_{cd}	p_u [kN/m]
0,00		0,00	0	2,80					0,00	0,00	0,00
-0,50		30,59	1	2,10					13,62	43,00	28,59
-1,00		61,19	2	1,50					34,10	86,00	51,15
-1,50		91,78	3	1,10					61,45	129,00	67,59
-2,00		122,38	4	0,90					95,66	172,00	86,09
-2,50		152,97	5	0,88					136,74	215,00	120,33
-3,00		183,56	6	0,88					184,68	258,00	162,52
-3,50		214,16	7	0,88					239,49	301,00	210,76
-4,00		244,75	8	0,88					301,17	344,00	265,03
-4,50		275,35	9	0,88					369,71	387,00	325,35
-5,00		305,94	10	0,88					445,12	430,01	378,40
-5,50		336,54	11	0,88					527,39	473,01	416,25
-6,00		367,13	12	0,88					616,53	516,01	454,09
-6,50		397,72	13	0,88					712,53	559,01	491,93
-7,00		428,32	14	0,88					815,40	602,01	529,77
-7,50		458,91	15	0,88					925,14	645,01	567,61
-8,00		489,51	16	0,88					1041,74	688,01	605,45
-8,50		520,10	17	0,88					1165,21	731,01	643,29
-9,00	2,04	550,69	18	0,88	0,49	0,4	0,17	0,96	1295,54	774,01	681,13
-9,50		581,29	19	0,88					1432,74	817,01	718,97
-10,00		611,88	20	0,88					1576,80	860,01	756,81
-10,50		642,48	21	0,88					1727,73	903,01	794,65
-11,00		673,07	22	0,88					1885,52	946,01	832,49
-11,50		703,66	23	0,88					2050,19	989,01	870,33
-12,00		734,26	24	0,88					2221,71	1032,01	908,17
-12,50		764,85	25	0,88					2400,10	1075,01	946,01
-13,00		795,45	26	0,88					2585,36	1118,01	983,85
-13,50		826,04	27	0,88					2777,48	1161,01	1021,69
-14,00		856,63	28	0,88					2976,47	1204,02	1059,53
-14,50		887,23	29	0,88					3182,33	1247,02	1097,37
-15,00		917,82	30	0,88					3395,05	1290,02	1135,21
-15,50		948,42	31	0,88					3614,63	1333,02	1173,06
-16,00		979,01	32	0,88					3841,08	1376,02	1210,90
-16,50		1009,61	33	0,88					4074,40	1419,02	1248,74
-17,00		1040,20	34	0,88					4314,58	1462,02	1286,58
-17,50		1070,79	35	0,88					4561,63	1505,02	1324,42
-18,00		1101,39	36	0,88					4815,54	1548,02	1362,26

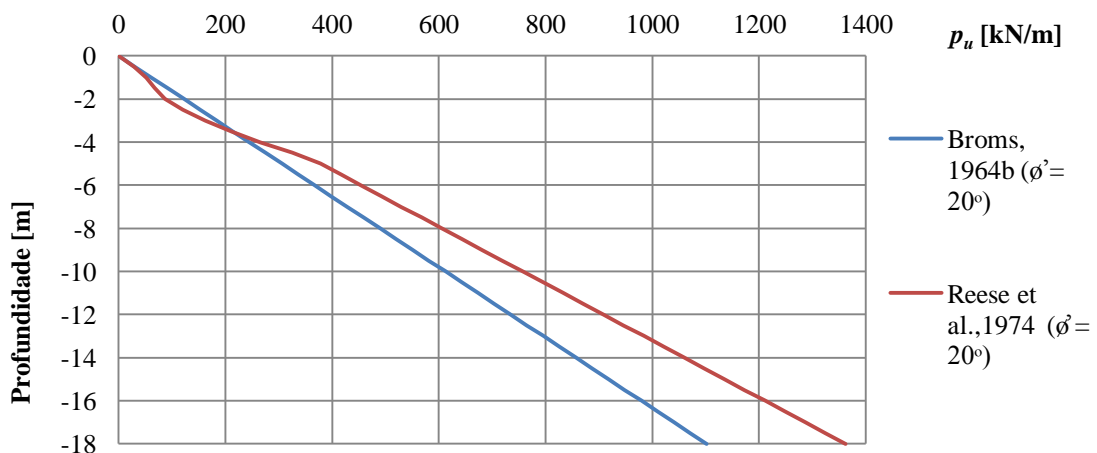
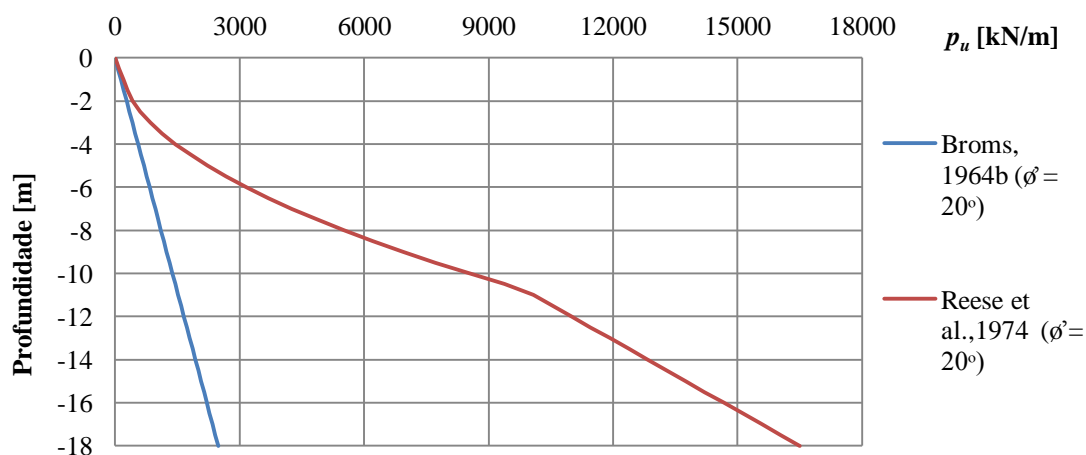
Figura A5.9 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 2.3, com $\phi' = 20^\circ$

Tabela A5.10 – Valores de p_u para o CASO 2.3, com $\phi' = 40^\circ$

CASO 2.3											
$d = 0,5\text{m}$ $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ $\phi' = 40^\circ$	Broms, 1964b		Reese et al., 1974								
Prof. [m]	K_p	p_u [kN/m]	z/d	A (tabela)	K_a	K_0	α	β	p_{cr}	p_{cd}	p_u [kN/m]
0,00	4,60	0,00	0	2,80	0,22	0,4	0,35	1,13	0,00	0,00	0,00
-0,50		68,98	1	2,10					45,03	520,74	94,56
-1,00		137,97	2	1,50					136,29	1041,48	204,44
-1,50		206,95	3	1,10					273,80	1562,22	301,18
-2,00		275,93	4	0,90					457,55	2082,96	411,79
-2,50		344,92	5	0,88					687,53	2603,70	605,03
-3,00		413,90	6	0,88					963,76	3124,44	848,11
-3,50		482,89	7	0,88					1286,22	3645,19	1131,87
-4,00		551,87	8	0,88					1654,93	4165,93	1456,33
-4,50		620,85	9	0,88					2069,87	4686,67	1821,48
-5,00		689,84	10	0,88					2531,05	5207,41	2227,33
-5,50		758,82	11	0,88					3038,47	5728,15	2673,86
-6,00		827,80	12	0,88					3592,14	6248,89	3161,08
-6,50		896,79	13	0,88					4192,04	6769,63	3688,99
-7,00		965,77	14	0,88					4838,18	7290,37	4257,60
-7,50		1034,75	15	0,88					5530,56	7811,11	4866,89
-8,00		1103,74	16	0,88					6269,18	8331,85	5516,88
-8,50		1172,72	17	0,88					7054,04	8852,59	6207,56
-9,00		1241,71	18	0,88					7885,14	9373,33	6938,93
-9,50		1310,69	19	0,88					8762,48	9894,07	7710,98
-10,00		1379,67	20	0,88					9686,06	10414,81	8523,73
-10,50		1448,66	21	0,88					10655,88	10935,56	9377,17
-11,00		1517,64	22	0,88					11671,94	11456,30	10081,54
-11,50		1586,62	23	0,88					12734,24	11977,04	10539,79
-12,00		1655,61	24	0,88					13842,77	12497,78	10998,04
-12,50		1724,59	25	0,88					14997,55	13018,52	11456,30
-13,00		1793,57	26	0,88					16198,57	13539,26	11914,55
-13,50		1862,56	27	0,88					17445,82	14060,00	12372,80
-14,00		1931,54	28	0,88					18739,32	14580,74	12831,05
-14,50		2000,53	29	0,88					20079,05	15101,48	13289,30
-15,00		2069,51	30	0,88					21465,03	15622,22	13747,56
-15,50		2138,49	31	0,88					22897,24	16142,96	14205,81
-16,00		2207,48	32	0,88					24375,70	16663,70	14664,06
-16,50		2276,46	33	0,88					25900,39	17184,44	15122,31
-17,00		2345,44	34	0,88					27471,32	17705,19	15580,56
-17,50		2414,43	35	0,88					29088,50	18225,93	16038,82
-18,00	2483,41	36	0,88	30751,91	18746,67	16497,07					

Figura A5.10 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 2.3, com $\phi' = 40^\circ$

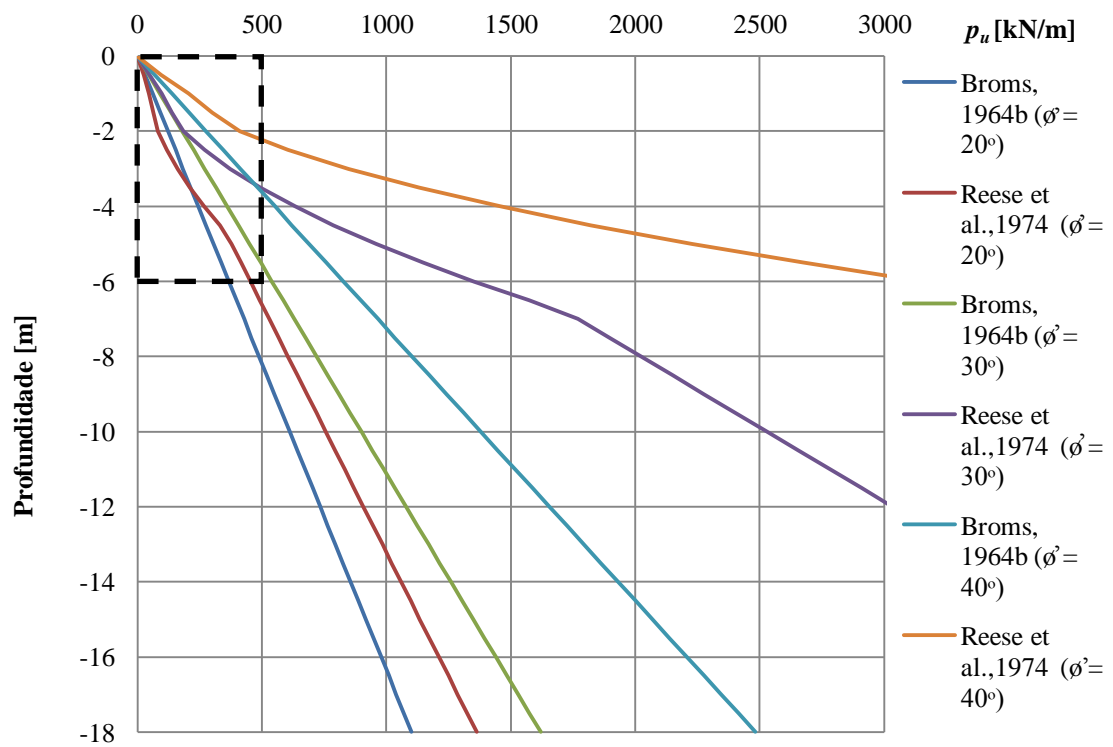


Figura A5.11 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 2.3, com $\phi' = 20^\circ, 30^\circ$ e 40°

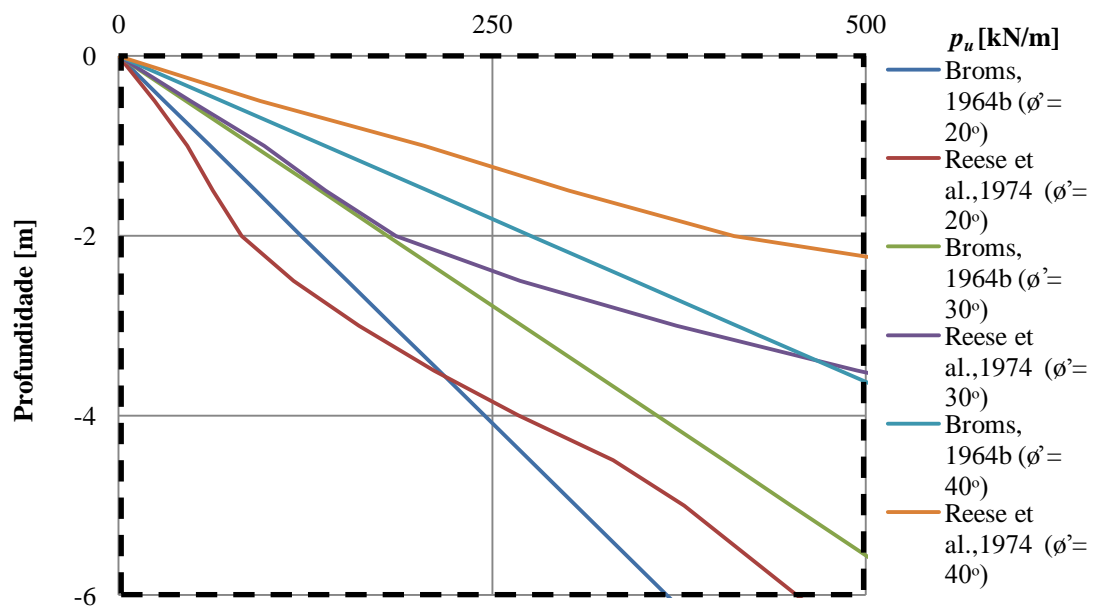


Figura A5.12 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 2.3, com $\phi' = 20^\circ, 30^\circ$ e 40° , nos primeiros 6m de profundidade

Tabela A5.11 – Valores de H_u para o CASO 2.3, com $\theta' = 20^\circ$

CASO 2.3						
$d = 0,5\text{m}$ $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ $\theta' = 20^\circ$ $e = 0,3\text{m}$ $M_{cr} = 63,81 \text{ kNm}$ ^{a)}	Broms, 1964b ^{b)}			Reese et al.,1974 ^{c)}		
Prof. [m]	p_u [kN/m]	f [m]	H_u [kN]	p_u [kN/m]	i [m]	H_u [kN]
0,00	0,00	1,33	53,74	0,00	-	-
-0,50	30,59			28,59	-	-
-1,00	61,19			51,15	0,44	50,53
-1,50	91,78			67,59		
-2,00	122,38			86,09		
-2,50	152,97			120,33		
-3,00	183,56			162,52		
-3,50	214,16			210,76		
-4,00	244,75			265,03		
-4,50	275,35			325,35		
-5,00	305,94			378,40		
-5,50	336,54			416,25		
-6,00	367,13			454,09		
-6,50	397,72			491,93		
-7,00	428,32			529,77		
-7,50	458,91			567,61		
-8,00	489,51			605,45		
-8,50	520,10			643,29		
-9,00	550,69			681,13		
-9,50	581,29			718,97		
-10,00	611,88			756,81		
-10,50	642,48			794,65		
-11,00	673,07			832,49		
-11,50	703,66			870,33		
-12,00	734,26			908,17		
-12,50	764,85			946,01		
-13,00	795,45			983,85		
-13,50	826,04			1021,69		
-14,00	856,63			1059,53		
-14,50	887,23			1097,37		
-15,00	917,82			1135,21		
-15,50	948,42			1173,06		
-16,00	979,01			1210,90		
-16,50	1009,61			1248,74		
-17,00	1040,20			1286,58		
-17,50	1070,79			1324,42	f [m]	H_u [kN]
-18,00	1101,39			1362,26	1,44	50,53
Notas:						
a) Valores de M_{cr} apresentados no Anexo 1.						
b) Valores de f [m] e H_u [kN] do método de Broms (1964b) são calculados através das expressões 2.27 e 2.28.						
c) No Anexo 8 segue a explicação da obtenção dos valores de i [m], f [m]e H_u [kN] do método de Reese et. al. (1974), que foram calculados através de soluções de equilíbrio estático.						

Tabela A5.12 – Valores de H_u para o CASO 2.3, com $\theta' = 40^\circ$

CASO 2.3							
$d = 0,5\text{m}$ $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ $\theta' = 40^\circ$ $e = 0,3\text{m}$ $M_{cr} = 63,81 \text{ kNm}$ ^{a)}	Broms, 1964b ^{b)}			Reese et al.,1974 ^{c)}			
Prof. [m]	p_u [kN/m]	f [m]	H_u [kN]	p_u [kN/m]	i [m]	H_u [kN]	
0,00	0,00	0,99	66,62	0,00	-	-	
-0,50	68,98			94,56	0,43	69,16	
-1,00	137,97			204,44			
-1,50	206,95			301,18			
-2,00	275,93			411,79			
-2,50	344,92			605,03			
-3,00	413,90			848,11			
-3,50	482,89			1131,87			
-4,00	551,87			1456,33			
-4,50	620,85			1821,48			
-5,00	689,84			2227,33			
-5,50	758,82			2673,86			
-6,00	827,80			3161,08			
-6,50	896,79			3688,99			
-7,00	965,77			4257,60			
-7,50	1034,75			4866,89			
-8,00	1103,74			5516,88			
-8,50	1172,72			6207,56			
-9,00	1241,71			6938,93			
-9,50	1310,69			7710,98			
-10,00	1379,67			8523,73			
-10,50	1448,66			9377,17			
-11,00	1517,64			10081,54			
-11,50	1586,62			10539,79			
-12,00	1655,61			10998,04			
-12,50	1724,59			11456,30			
-13,00	1793,57			11914,55			
-13,50	1862,56			12372,80			
-14,00	1931,54			12831,05			
-14,50	2000,53			13289,30			
-15,00	2069,51			13747,56			
-15,50	2138,49			14205,81			
-16,00	2207,48			14664,06			
-16,50	2276,46			15122,31			
-17,00	2345,44			15580,56			
-17,50	2414,43			16038,82	f [m]	H_u [kN]	
-18,00	2483,41				16497,07	0,93	69,16
Notas:							
a) Valores de M_{cr} apresentados no Anexo 1.							
b) Valores de f [m] e H_u [kN] do método de Broms (1964b) são calculados através das expressões 2.27 e 2.28.							
c) No Anexo 8 segue a explicação da obtenção dos valores de i [m], f [m]e H_u [kN] do método de Reese et. al. (1974), que foram calculados através de soluções de equilíbrio estático.							

Tabela A5.13 – Valores de p_u para o CASO 2.4, com $\phi' = 20^\circ$

CASO 2.4											
$d = 1,0\text{m}$ $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ $\phi' = 20^\circ$	Broms, 1964b		Reese et al., 1974								
Prof. [m]	K_p	p_u [kN/m]	z/d	A (tabela)	K_a	K_0	α	β	p_{ct}	p_{cd}	p_u [kN/m]
0,00		0,00	0	2,80					0,00	0,00	0,00
-0,50		61,19	1	2,10					19,27	86,00	40,48
-1,00		122,38	2	1,50					46,11	172,00	69,16
-1,50		183,56	3	1,10					80,51	258,00	88,56
-2,00		244,75	4	0,90					122,46	344,00	110,22
-2,50		305,94	5	0,88					171,98	430,01	151,35
-3,00		367,13	6	0,88					229,07	516,01	201,58
-3,50		428,32	7	0,88					293,71	602,01	258,46
-4,00		489,51	8	0,88					365,91	688,01	322,00
-4,50		550,69	9	0,88					445,68	774,01	392,20
-5,00		611,88	10	0,88					533,01	860,01	469,05
-5,50		673,07	11	0,88					627,90	946,01	552,55
-6,00		734,26	12	0,88					730,35	1032,01	642,71
-6,50		795,45	13	0,88					840,36	1118,01	739,52
-7,00		856,63	14	0,88					957,93	1204,02	842,98
-7,50		917,82	15	0,88					1083,07	1290,02	953,10
-8,00		979,01	16	0,88					1215,77	1376,02	1069,87
-8,50		1040,20	17	0,88					1356,03	1462,02	1193,30
-9,00	2,04	1101,39	18	0,88	0,49	0,40	0,17	0,96	1503,85	1548,02	1323,38
-9,50		1162,58	19	0,88					1659,23	1634,02	1437,94
-10,00		1223,76	20	0,88					1822,17	1720,02	1513,62
-10,50		1284,95	21	0,88					1992,67	1806,02	1589,30
-11,00		1346,14	22	0,88					2170,74	1892,02	1664,98
-11,50		1407,33	23	0,88					2356,37	1978,03	1740,66
-12,00		1468,52	24	0,88					2549,56	2064,03	1816,34
-12,50		1529,71	25	0,88					2750,31	2150,03	1892,02
-13,00		1590,89	26	0,88					2958,62	2236,03	1967,71
-13,50		1652,08	27	0,88					3174,49	2322,03	2043,39
-14,00		1713,27	28	0,88					3397,93	2408,03	2119,07
-14,50		1774,46	29	0,88					3628,93	2494,03	2194,75
-15,00		1835,65	30	0,88					3867,48	2580,03	2270,43
-15,50		1896,83	31	0,88					4113,60	2666,03	2346,11
-16,00		1958,02	32	0,88					4367,29	2752,04	2421,79
-16,50		2019,21	33	0,88					4628,53	2838,04	2497,47
-17,00		2080,40	34	0,88					4897,33	2924,04	2573,15
-17,50		2141,59	35	0,88					5173,70	3010,04	2648,83
-18,00		2202,78	36	0,88					5457,63	3096,04	2724,51

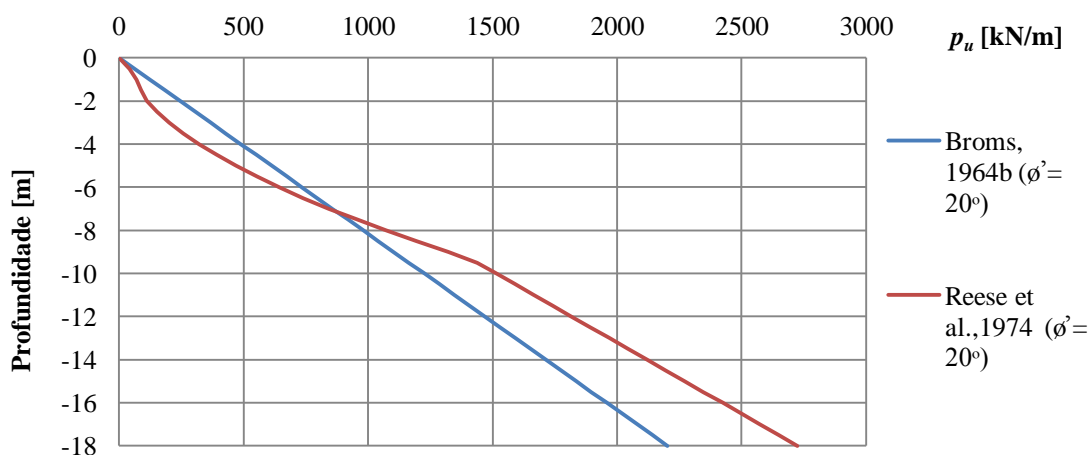
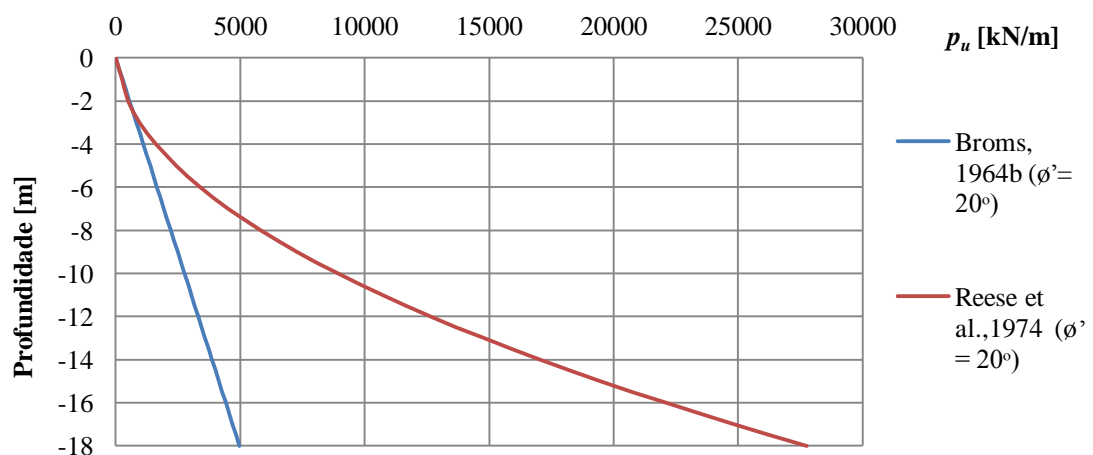
Figura A5.13 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 2.4, com $\phi' = 20^\circ$

Tabela A5.14 – Valores de p_u para o CASO 2.4, com $\phi' = 40^\circ$

CASO 2.4											
Prof. [m]	Broms, 1964b		Reese et al., 1974								
	K_p	p_u [kN/m]	z/d	A (tabela)	K_a	K_0	α	β	p_{et}	p_{cd}	p_u [kN/m]
0,00		0,00	0	2,80					0,00	0,00	0,00
-0,50		137,97	1	2,10					66,93	1041,48	140,56
-1,00		275,93	2	1,50					180,11	2082,96	270,16
-1,50		413,90	3	1,10					339,52	3124,44	373,47
-2,00		551,87	4	0,90					545,18	4165,93	490,66
-2,50		689,84	5	0,88					797,07	5207,41	701,42
-3,00		827,80	6	0,88					1095,20	6248,89	963,78
-3,50		965,77	7	0,88					1439,57	7290,37	1266,82
-4,00		1103,74	8	0,88					1830,18	8331,85	1610,56
-4,50		1241,71	9	0,88					2267,03	9373,33	1994,99
-5,00		1379,67	10	0,88					2750,13	10414,81	2420,11
-5,50		1517,64	11	0,88					3279,46	11456,30	2885,92
-6,00		1655,61	12	0,88					3855,03	12497,78	3392,42
-6,50		1793,57	13	0,88					4476,83	13539,26	3939,61
-7,00		1931,54	14	0,88					5144,88	14580,74	4527,50
-7,50		2069,51	15	0,88					5859,17	15622,22	5156,07
-8,00		2207,48	16	0,88					6619,70	16663,70	5825,34
-8,50		2345,44	17	0,88					7426,47	17705,19	6535,29
-9,00	4,60	2483,41	18	0,88	0,22	0,40	0,35	1,13	8279,47	18746,67	7285,94
-9,50		2621,38	19	0,88					9178,72	19788,15	8077,28
-10,00		2759,35	20	0,88					10124,21	20829,63	8909,30
-10,50		2897,31	21	0,88					11115,93	21871,11	9782,02
-11,00		3035,28	22	0,88					12153,90	22912,59	10695,43
-11,50		3173,25	23	0,88					13238,10	23954,07	11649,53
-12,00		3311,22	24	0,88					14368,55	24995,56	12644,32
-12,50		3449,18	25	0,88					15545,23	26037,04	13679,81
-13,00		3587,15	26	0,88					16768,16	27078,52	14755,98
-13,50		3725,12	27	0,88					18037,32	28120,00	15872,84
-14,00		3863,08	28	0,88					19352,72	29161,48	17030,40
-14,50		4001,05	29	0,88					20714,37	30202,96	18228,64
-15,00		4139,02	30	0,88					22122,25	31244,44	19467,58
-15,50		4276,99	31	0,88					23576,37	32285,93	20747,21
-16,00		4414,95	32	0,88					25076,73	33327,41	22067,52
-16,50		4552,92	33	0,88					26623,33	34368,89	23428,53
-17,00		4690,89	34	0,88					28216,17	35410,37	24830,23
-17,50		4828,86	35	0,88					29855,25	36451,85	26272,62
-18,00		4966,82	36	0,88					31540,57	37493,33	27755,70

Figura A5.14 – Variação de p_u com a profundidade para o CASO 2.4, com $\phi' = 40^\circ$

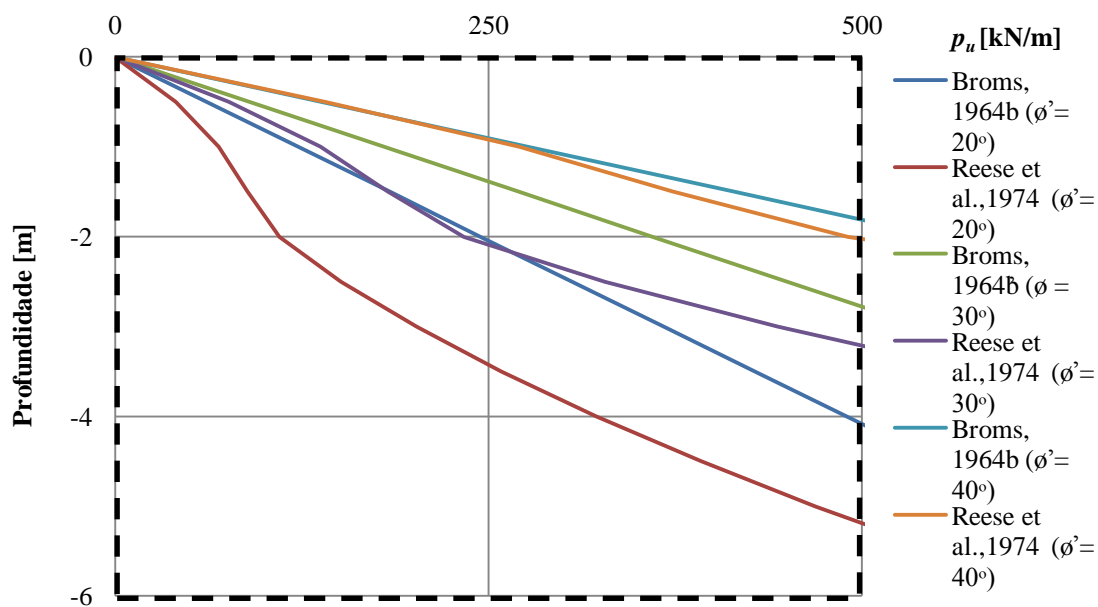
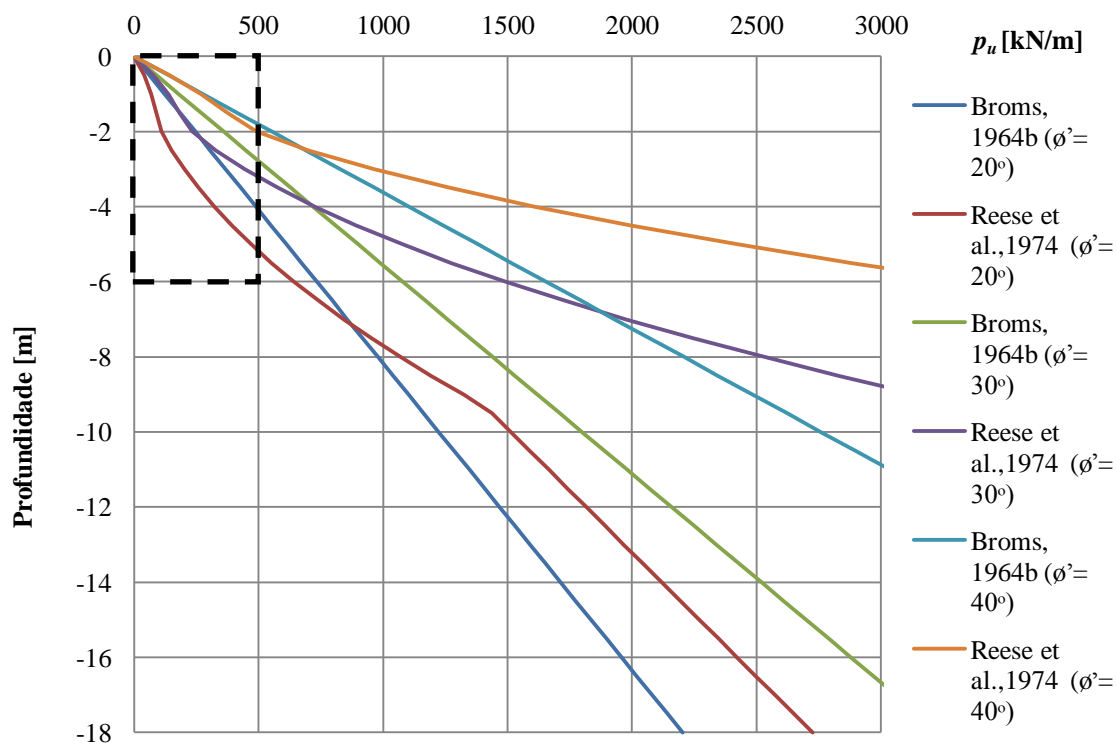


Tabela A5.15 – Valores de H_u para o CASO 2.4, com $\theta' = 20^\circ$

CASO 2.4						
$d = 1,0\text{m}$ $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ $\theta' = 20^\circ$ $e = 0,3\text{m}$ $M_{cr} = 255,25 \text{ kNm}$ ^{a)}	Broms, 1964b ^{b)}			Reese et al.,1974 ^{c)}		
Prof. [m]	p_u [kN/m]	f [m]	H_u [kN]	p_u [kN/m]	i [m]	H_u [kN]
0,00	0,00	1,71	177,31	0,00	-	-
-0,50	61,19			40,48	-	-
-1,00	122,38			69,16	-	-
-1,50	183,56			88,56	-	-
-2,00	244,75			110,22	0,17	145,92
-2,50	305,94			151,35		
-3,00	367,13			201,58		
-3,50	428,32			258,46		
-4,00	489,51			322,00		
-4,50	550,69			392,20		
-5,00	611,88			469,05		
-5,50	673,07			552,55		
-6,00	734,26			642,71		
-6,50	795,45			739,52		
-7,00	856,63			842,98		
-7,50	917,82			953,10		
-8,00	979,01			1069,87		
-8,50	1040,20			1193,30		
-9,00	1101,39			1323,38		
-9,50	1162,58			1437,94		
-10,00	1223,76			1513,62		
-10,50	1284,95			1589,30		
-11,00	1346,14			1664,98		
-11,50	1407,33			1740,66		
-12,00	1468,52			1816,34		
-12,50	1529,71			1892,02		
-13,00	1590,89			1967,71		
-13,50	1652,08			2043,39		
-14,00	1713,27			2119,07		
-14,50	1774,46			2194,75		
-15,00	1835,65			2270,43		
-15,50	1896,83			2346,11		
-16,00	1958,02			2421,79		
-16,50	2019,21			2497,47		
-17,00	2080,40			2573,15		
-17,50	2141,59			2648,83	f [m]	H_u [kN]
-18,00	2202,78			2724,51	2,17	145,92
Notas:						
a) Valores de M_{cr} apresentados no Anexo 1.						
b) Valores de f [m] e H_u [kN] do método de Broms (1964b) são calculados através das expressões 2.27 e 2.28.						
c) No Anexo 8 segue a explicação da obtenção dos valores de i [m], f [m]e H_u [kN] do método de Reese et. al. (1974), que foram calculado através de soluções de equilíbrio estático.						

Tabela A5.16 – Valores de H_u para o CASO 2.4, com $\theta' = 40^\circ$

CASO 2.4						
$d = 1,0\text{m}$ $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ $\theta' = 40^\circ$ $e = 0,3\text{m}$ $M_{cr} = 255,25 \text{ kNm}$ ^{a)}	Broms, 1964b ^{b)}			Reese et al.,1974 ^{c)}		
Prof. [m]	p_u [kN/m]	f [m]	H_u [kN]	p_u [kN/m]	i [m]	H_u [kN]
0,00	0,00	1,27	222,08	0,00	-	-
-0,50	137,97			140,56	-	-
-1,00	275,93			270,16	0,30	219,24
-1,50	413,90			373,47		
-2,00	551,87			490,66		
-2,50	689,84			701,42		
-3,00	827,80			963,78		
-3,50	965,77			1266,82		
-4,00	1103,74			1610,56		
-4,50	1241,71			1994,99		
-5,00	1379,67			2420,11		
-5,50	1517,64			2885,92		
-6,00	1655,61			3392,42		
-6,50	1793,57			3939,61		
-7,00	1931,54			4527,50		
-7,50	2069,51			5156,07		
-8,00	2207,48			5825,34		
-8,50	2345,44			6535,29		
-9,00	2483,41			7285,94		
-9,50	2621,38			8077,28		
-10,00	2759,35			8909,30		
-10,50	2897,31			9782,02		
-11,00	3035,28			10695,43		
-11,50	3173,25			11649,53		
-12,00	3311,22			12644,32		
-12,50	3449,18			13679,81		
-13,00	3587,15			14755,98		
-13,50	3725,12			15872,84		
-14,00	3863,08			17030,40		
-14,50	4001,05			18228,64		
-15,00	4139,02			19467,58		
-15,50	4276,99			20747,21		
-16,00	4414,95			22067,52		
-16,50	4552,92			23428,53		
-17,00	4690,89			24830,23		
-17,50	4828,86			26272,62	f [m]	H_u [kN]
-18,00	4966,82			27755,70	1,30	219,24
Notas:						
a) Valores de M_{cr} apresentados no Anexo 1.						
b) Valores de f [m] e H_u [kN] do método de Broms (1964b) são calculados através das expressões 2.27 e 2.28.						
c) No Anexo 8 segue a explicação da obtenção dos valores de i [m], f [m]e H_u [kN] do método de Reese et. al. (1974), que foram calculados através de soluções de equilíbrio estático.						

Anexo 6

Ponte sobre o rio Arade – Folhas de cálculo

Tabela A6.1 – Valores de p_u para o caso da estaca 3 – Ponte sobre o rio Arade

<div> <div>ARADE</div> <div>Estaca 3</div> </div>					
<div> <div>$d = 1,10\text{m}$</div> <div>$\gamma' = 7 \text{ kN/m}^3$</div> </div>		Broms, 1964a	Matlock, 1970	Reese et al., 1975	Sullivan et al., 1980
Prof. [m]	C_u [kPa]	p_u [kN/m]			
0,00	40	0	132,00	88,00	88,00
-0,50		0	145,85	148,45	108,51
-1,00		0	159,70	208,90	129,02
-1,50		0	173,55	269,35	149,53
-1,60		396,00	176,32	281,44	153,63
-2,00		396,00	187,40	329,80	170,04
-2,50		396,00	201,25	390,25	182,00
-3,00		396,00	215,10	450,70	192,00
-3,50		396,00	228,95	484,00	202,00
-4,00		396,00	242,80	484,00	212,00
-4,50		396,00	256,65	484,00	222,00
-5,00		396,00	270,50	484,00	232,00
-5,50		396,00	284,35	484,00	242,00
-6,00		396,00	298,20	484,00	252,00
-6,50		396,00	312,05	484,00	262,00
-7,00		396,00	325,90	484,00	272,00
-7,50		396,00	339,75	484,00	282,00
-8,00		396,00	353,60	484,00	292,00
-8,50		396,00	367,45	484,00	302,00
-9,00		396,00	381,30	484,00	312,00
-9,50		396,00	395,15	484,00	322,00
-10,00		396,00	396,00	484,00	332,00
-10,50		396,00	396,00	484,00	342,00
-11,00		396,00	396,00	484,00	352,00
-11,50		396,00	396,00	484,00	362,00
-12,00		396,00	396,00	484,00	372,00
-12,50		396,00	396,00	484,00	382,00
-13,00		396,00	396,00	484,00	392,00
-13,50		396,00	396,00	484,00	396,00

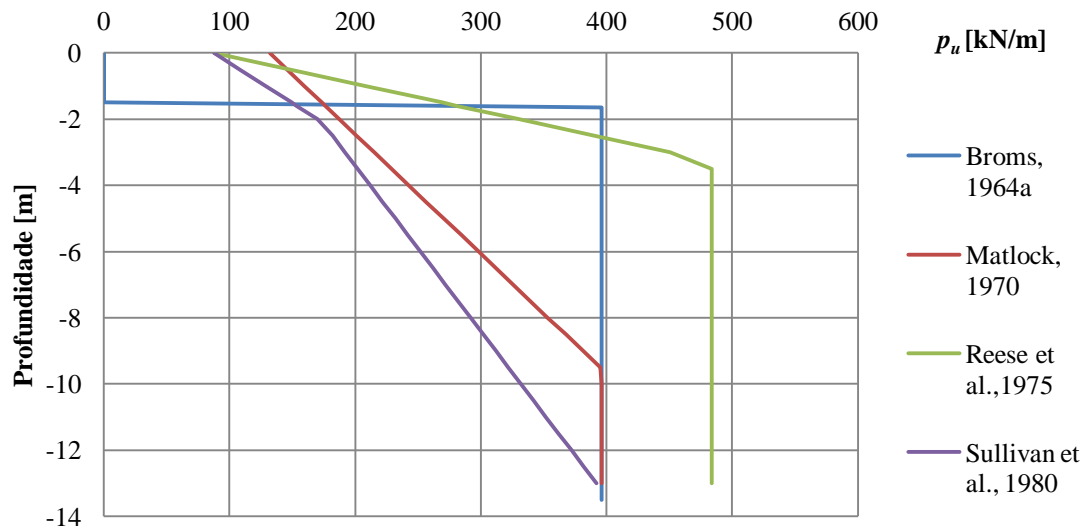
Figura A6.1 – Variação de p_u com a profundidade para o caso da estaca 3 – Ponte sobre o rio Arade

Tabela A6.2 – Valores de f e H_u para o caso da estaca 3 – Ponte sobre o rio Arade

ARADE Estaca 3														
$d = 1,10\text{m}$ $e = 0,3\text{m}$ $\gamma' = 7 \text{ kN/m}^3$ $M_{cr} = 308,86 \text{ kNm}$ ^{a)}	Broms, 1964a ^{b)}			Matlock, 1970 ^{c)}			Reese et al.,1975 ^{c)}			Sullivan et al., 1980 ^{c)}				
Prof. [m]	p_u [kN/m]	f [m]	H_u [kN]	p_u [kN/m]	i [m]	H_u [kN]	p_u [kN/m]	i [m]	H_u [kN]	p_u [kN/m]	i [m]	H_u [kN]		
0,00	0	2,13	189,87	132,00	-	-	88,00	-	-	88,00	-	-		
-0,50	0			145,85	-	-	148,45	-	-	108,51	-	-		
-1,00	0			159,70	-	-	208,90	-	-	129,02	-	-		
-1,50	0			173,55	0,07	308,21	269,35	-	-	149,53	-	-		
-1,60	396,00			176,32			281,44	0,02	300,97	153,63	0,40	254,90		
-2,00	396,00			187,40			329,80			170,04				
-2,50	396,00			201,25			390,25			182,00				
-3,00	396,00			215,10			450,70			192,00				
-3,50	396,00			228,95			484,00			202,00				
-4,00	396,00			242,80			484,00			212,00				
-4,50	396,00			256,65			484,00			222,00				
-5,00	396,00			270,50			484,00			232,00				
-5,50	396,00			284,35			484,00			242,00				
-6,00	396,00			298,20			484,00			252,00				
-6,50	396,00			312,05			484,00			262,00				
-7,00	396,00			325,90			484,00			272,00				
-7,50	396,00			339,75			484,00			282,00				
-8,00	396,00			353,60			484,00			292,00				
-8,50	396,00			367,45			484,00			302,00				
-9,00	396,00			381,30			484,00			312,00				
-9,50	396,00			395,15			484,00			322,00				
-10,00	396,00			396,00			484,00			332,00				
-10,50	396,00			396,00			484,00			342,00				
-11,00	396,00			396,00			484,00			352,00				
-11,50	396,00			396,00			484,00			362,00				
-12,00	396,00			396,00			484,00			372,00				
-12,50	396,00			396,00			484,00			382,00				
-13,00	396,00					f [m]	H_u [kN]	484,00	f [m]	H_u [kN]	392,00	f [m]	H_u [kN]	
-13,50	396,00					396,00	1,57	308,21	484,00	1,62	300,97	396,00	2,00	254,90
Notas: a) Valores de M_{cr} , apresentados no Anexo 1. b) Valores de f [m] e H_u [kN] do método de Broms (1964a) são calculados através das expressões 2.12, 2.13 e 2.14. c) No Anexo 8 segue a explicação da obtenção dos valores de i [m], f [m] e H_u [kN] dos métodos de Matlock (1970), Reese et. al. (1975) e Sullivan et al. (1980), que foram calculados através de soluções de equilíbrio estático.														

Anexo 7

Ponte sobre o rio Sado – Folhas de cálculo

Tabela A7.1 – Valores de p_u para o caso do ensaio 1 e estaca 1 – Ponte sobre o rio Sado

<p style="text-align: center;">SADO <i>Ensaio 1 – Estaca 1</i></p>					
$d = 1,00\text{m}$ $\gamma' = 7 \text{ kN/m}^3$		Broms, 1964a	Matlock, 1970	Reese et al., 1975	Sullivan et al., 1980
Prof. [m]	C_u [kPa]	p_u [kN/m]			
0,00	20	0	60,00	40,00	40,00
-0,50		0	68,50	71,80	51,83
-1,00		0	77,00	103,60	63,66
-1,50		180	85,50	135,40	75,00
-2,00		180	94,00	167,20	80,00
-2,50		180	102,50	199,00	85,00
-3,00		180	111,00	220,00	90,00
-3,50		180	119,50	220,00	95,00
-4,00		180	128,00	220,00	100,00
-4,50		180	136,50	220,00	105,00

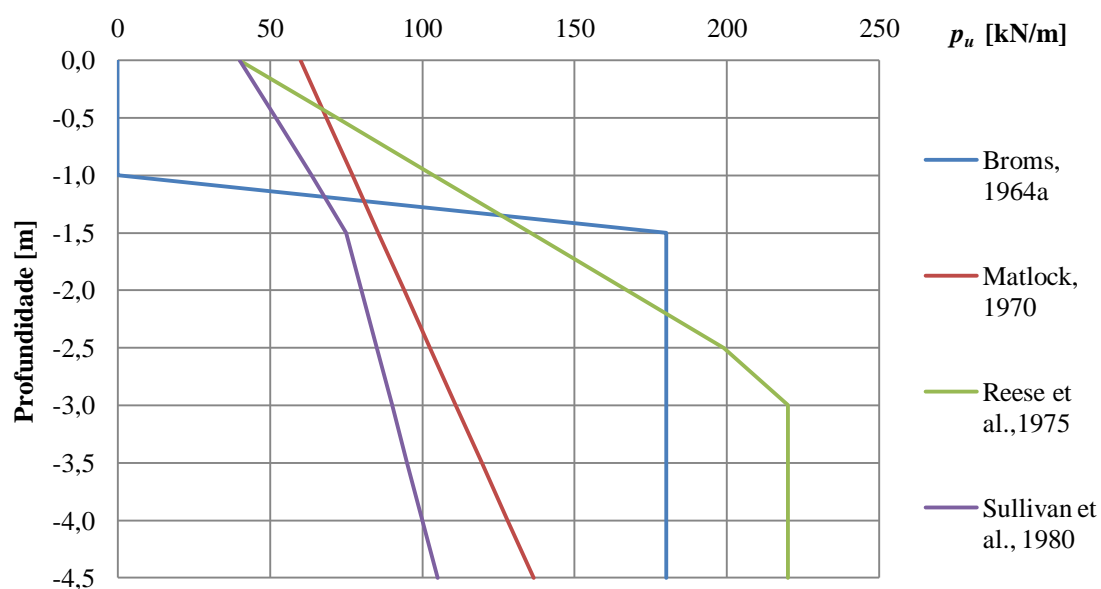


Figura A7.1 – Variação de p_u com a profundidade para o caso do ensaio 1 e estaca 1 – Ponte sobre o rio Sado

Tabela A7.2 – Valores de f e H_u para o caso do ensaio 1 e estaca 1 – Ponte sobre o rio Sado

SADO Ensaio 1 - Estaca 1												
$d = 1,00\text{m}$ $e = 0,1\text{m}$ $\gamma' = 7 \text{ kN/m}^3$ $M_{cr} = 255,25 \text{ kNm}$ ^{a)}	Broms, 1964a ^{b)}			Matlock, 1970 ^{c)}			Reese et al.,1975 ^{c)}			Sullivan et al., 1980 ^{c)}		
Prof. [m]	p_u [kN/m]	f [m]	H_u [kN]	p_u [kN/m]	i [m]	H_u [kN]	p_u [kN/m]	i [m]	H_u [kN]	p_u [kN/m]	i [m]	H_u [kN]
0,00	0	2,22	130,13	60,00	-	-	40,00	-	-	40,00	-	-
-0,50	0			68,50	-	-	71,80	-	-	51,83	-	-
-1,00	0			77,00	-	-	103,60	-	-	63,66	-	-
-1,50	180			85,50	0,10	218,50	135,40	0,40	186,75	75,00	-	-
-2,00	180			94,00			167,20			80,00	0,35	153,24
-2,50	180			102,50			199,00			85,00		
-3,00	180			111,00			220,00			90,00		
-3,50	180			119,50			220,00			95,00		
-4,00	180			128,00	f [m]	H_u [kN]	220,00	f [m]	H_u [kN]	100,00	f [m]	H_u [kN]
-4,50	180			136,50	1,60	218,50	220,00	1,90	186,75	105,00	2,35	153,24
Notas: a) Valores de M_{cr} apresentados no Anexo 1. b) Valores de f [m] e H_u [kN] do método de Broms (1964a) são calculados através das expressões 2.12, 2.13 e 2.14. c) No Anexo 8 segue a explicação da obtenção dos valores de i [m], f [m]e H_u [kN] dos métodos de Matlock (1970), Reese et. al. (1975) e Sullivan et al. (1980), que foram calculados através de soluções de equilíbrio estático.												

Tabela A7.3 – Valores de p_u para o caso do ensaio 2 e estaca 4 – Ponte sobre o rio Sado

SADO					
Ensaio2 - Estaca 4					
$d = 1,20\text{m}$ $\gamma' = 7 \text{ kN/m}^3$		Broms, 1964a	Matlock, 1970	Reese et al., 1975	Sullivan et al., 1980
Prof. [m]	C_u [kPa]	p_u [kN/m]			
0,00	20	0	72,00	48,00	48,00
-0,50		0	81,20	80,50	60,53
-1,00		0	90,40	113,00	73,06
-1,50		0	99,60	145,50	85,59
-1,80		216	105,12	165,00	90,00
-2,00		216	108,80	178,00	92,00
-2,50		216	118,00	210,50	97,00
-3,00		216	127,20	243,00	102,00
-3,50		216	136,40	264,00	107,00

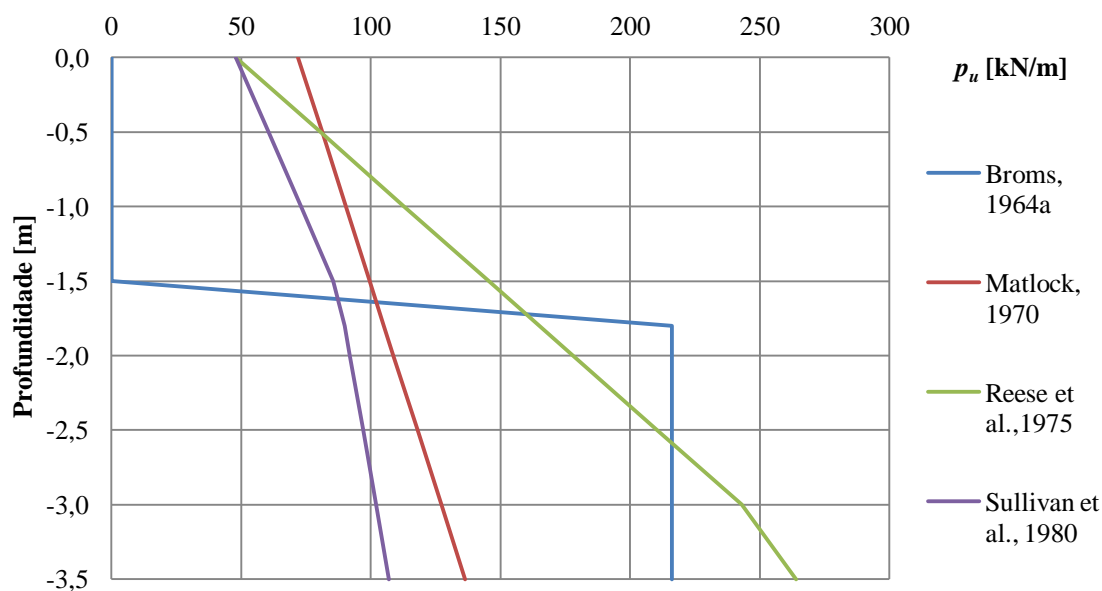


Figura A7.2 – Variação de p_u com a profundidade para o caso do ensaio 2 e estaca 4 – Ponte sobre o rio Sado

Tabela A7.4 – Valores de f e H_u para o caso do ensaio 2 e estaca 4 – Ponte sobre o rio Sado

SADO Ensaio 2 - Estaca 4												
$d = 1,20\text{m}$ $e = 0,2\text{m}$ $\gamma' = 7 \text{ kN/m}^3$ $M_{cr} = 367,57 \text{ kNm}^a)$	Broms, 1964a ^{b)}			Matlock, 1970 ^{c)}			Reese et al.,1975 ^{c)}			Sullivan et al., 1980 ^{c)}		
Prof. [m]	p_u [kN/m]	f [m]	H_u [kN]	p_u [kN/m]	i [m]	H_u [kN]	p_u [kN/m]	i [m]	H_u [kN]	p_u [kN/m]	i [m]	H_u [kN]
0,00	0	2,52	155,72	72,00	-	-	48,00	-	-	48,00	-	-
-0,50	0			81,20	-	-	80,50	-	-	60,53	-	-
-1,00	0			90,40	-	-	113,00	-	-	73,06	-	-
-1,50	0			99,60	0,23	271,35	145,50	-	-	85,59	-	-
-1,80	216			105,12			165,00	-	-	90,00	-	-
-2,00	216			108,80			178,00	0,05	234,72	92,00	-	-
-2,50	216			118,00			210,50			97,00	0,03	194,79
-3,00	216			127,20	f [m]	H_u [kN]	243,00	f [m]	H_u [kN]	102,00	f [m]	H_u [kN]
-3,50	216			136,40	1,73	271,35	264,00	2,05	234,72	107,00	2,53	194,79
Notas: a) Valores de M_{cr} apresentados no Anexo 1. b) Valores de f [m] e H_u [kN] do método de Broms (1964a) são calculados através das expressões 2.12, 2.13 e 2.14. c) No Anexo 8 segue a explicação da obtenção dos valores de i [m], f [m] e H_u [kN] dos métodos de Matlock (1970), Reese et. al. (1975) e Sullivan et al. (1980), que foram calculados através de soluções de equilíbrio estático.												

Anexo 8

**Explicação acerca da implementação das folhas de cálculo para a
obtenção de i, f e H_u**

A “marcha de cálculo” implementada nas folhas de cálculo Excel foi desenvolvida, a partir da metodologia proposta por Broms (1964a; 1964b) para cálculo da carga última horizontal, sendo agora adaptada à utilização dos métodos de Matlock (1970), Reese et al. (1974; 1975) e Sullivan et al. (1980), naquilo que se refere às respectivas leis de variação de reacções últimas no solo, com o objectivo de avaliar cargas últimas horizontais..

Na figura A8.1 está representado um exemplo de uma variação de p_u possível de ocorrer ao longo do fuste da estaca. Para o exemplo em questão, foi adoptada uma estaca com comprimento total z_3 , sendo esta dividida em 3 parcelas com mesmo comprimento. O declive da variação de p_u entre as diferentes parcelas estão representadas pela letra m .

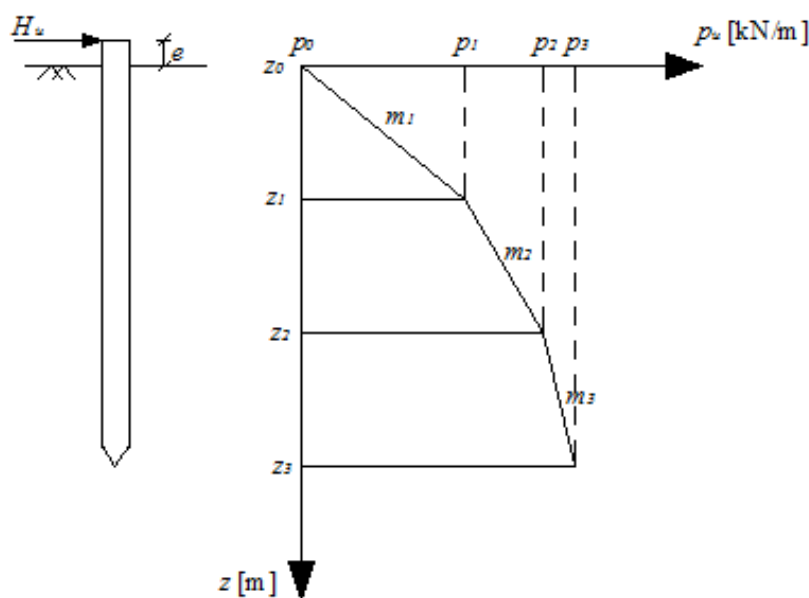


Figura A8.1 – Representação esquemática das reacções últimas no solo

- Iniciar cálculo na camada compreendida entre as profundidades z_0 e z_1 .
- Na figura A8.2 está representada graficamente o 1º ponto do cálculo.

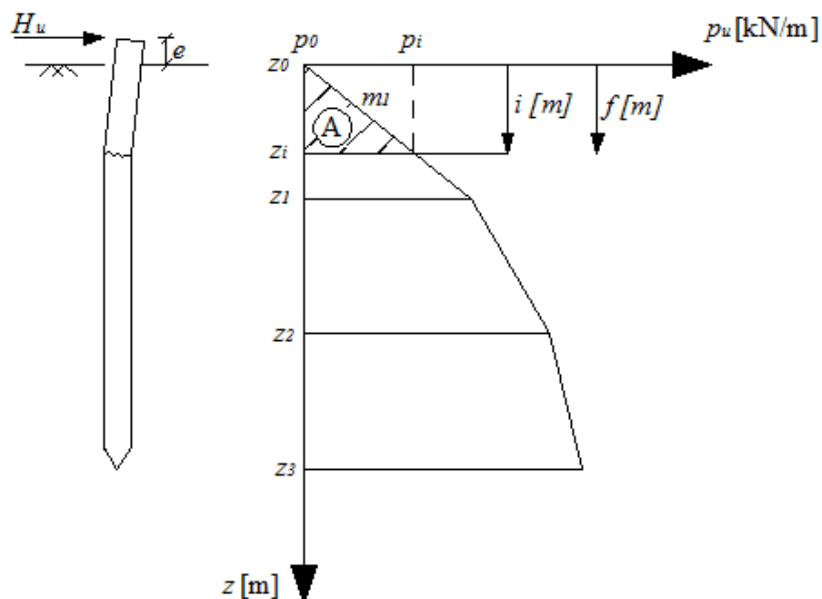


Figura A8.2 – Definição das grandezas incluídas no cálculo quando o ponto de esforço transversal nulo se situa no 1º troço

- c) Calcular os valores de i , f e H_u através de equações do equilíbrio estático, pelas seguintes expressões:

$$H_u = \text{Área } A = \frac{\left[\int_0^i (m_1 z) dx \right]}{2} i \quad (\text{A8.1})$$

$$H_u = \frac{M_{Cr}}{e + i \frac{2}{3}} \quad (\text{A8.2})$$

Após obter os valores de i e H_u , e se o valor de i for inferior ao comprimento do primeiro troço considerado no cálculo, ou seja, $i < z_1 - z_0$, então:

$$f = i \quad (\text{A8.3})$$

Se por, $i > z_1 - z_0$, é necessário passar para o 2º ponto de cálculo, sendo esta situação representada na figura A8.3.

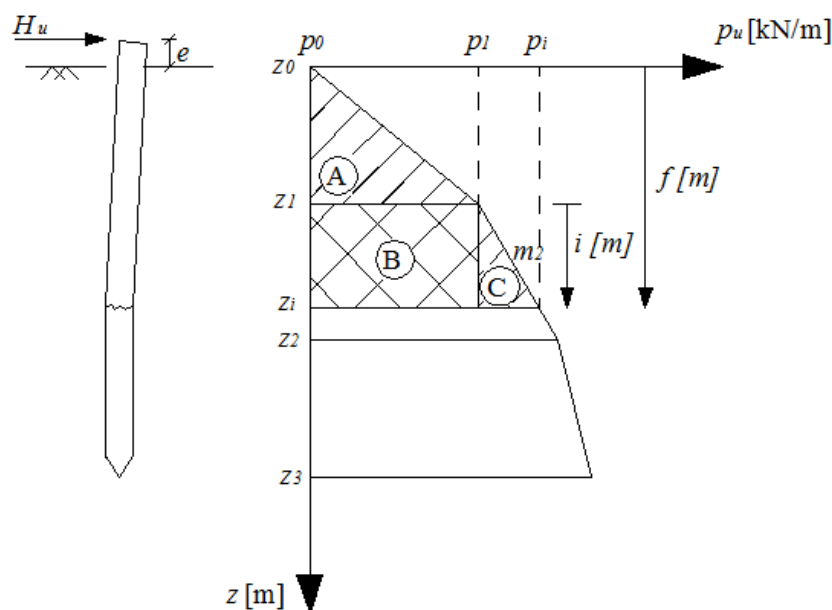


Figura A8.3 – Definição das grandezas incluídas nos cálculos quando o ponto de esforço transversal nulo se situa no 2º troço

- d) Calcular novamente os valores de i , f e H_u através de equações do equilíbrio estático, pelas seguintes expressões:

$$H_u = \text{Área A} + \text{Área B} + \text{Área C} \Leftrightarrow \quad (A8.4)$$

$$\Leftrightarrow H_u = \text{Área A} + p_1 i + \frac{\left[\int_0^i (m_2 z) dx \right]}{2} i$$

$$H_u = \frac{M_{Cr}}{e + (z_1 + i) \frac{2}{3}} \quad (A8.5)$$

Após obter os valores de i e H_u , e se o valor de i for inferior ao comprimento do segundo troço considerado no cálculo, ou seja, $i < z_2 - z_1$, então:

$$f = z_1 + i \quad (A8.6)$$

Se $i > z_2 - z_1$, é necessário repetir os pontos anteriores até que $i < z_n - z_{n+1}$.